

Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Escola de Engenharia

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**Estudo dos solos de uma encosta instável em São José - SC:  
intemperismo e comportamento geotécnico**

**Marcelo Heidemann**

Porto Alegre

2015

Marcelo Heidemann

**ESTUDO DOS SOLOS DE UMA ENCOSTA INSTÁVEL EM  
SÃO JOSÉ - SC: INTEMPERISMO E COMPORTAMENTO  
GEOTÉCNICO**

TESE APRESENTADA AO PROGRAMA DE PÓS-  
GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE  
FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL, COMO PARTE DOS  
REQUISITOS PARA OBTENÇÃO DO TÍTULO DE DOUTOR  
EM ENGENHARIA

Porto Alegre

2015

**MARCELO HEIDEMANN**

**ESTUDO DOS SOLOS DE UMA ENCOSTA INSTÁVEL EM  
SÃO JOSÉ - SC: INTEMPERISMO E COMPORTAMENTO  
GEOTÉCNICO**

Esta tese de doutorado foi julgada adequada para a obtenção do título de DOUTOR EM ENGENHARIA, Geotecnia, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 18 de junho de 2015

Prof. Luiz Antônio Bressani  
Ph.D, University of London  
Orientador

Prof. Armando Miguel Awruch  
Coordenador do PPGEC/UFRGS

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Maurício Ehrlich (UFRJ)**  
D.Sc, Universidade Federal do Rio de Janeiro

**Prof. Rinaldo Barbosa Pinheiro (UFSM)**  
D.Sc, Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**Prof. Washington Pérez Nuñez (UFSM)**  
D.Sc. Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**Prof. Juan Altamirano Flores (UFSC)**  
D.Sc. Université de Poitiers

## **AGRADECIMENTOS**

Primeiramente minha gratidão a Deus, minha força, pela vida e pelo dom da ciência, por tornar tudo isso possível.

Aos meus amados pais agradeço profundamente pelo amor, pelas orações, apoio incondicional e pelas constantes lições de perseverança e honestidade. Vocês são meu porto seguro e exemplo de vida. Esta tese é dedicada a vocês.

À Ivana, minha mulher, expresso minha gratidão pela compreensão nos momentos em que precisei estar ausente por causa desta tese. Obrigado pela cumplicidade e entusiasmo com minhas conquistas, pela palavra encorajadora nos momentos necessários e por me ajudar a crescer como pessoa. Eu te amo e a ti dedico esta tese.

Muito obrigado aos meus irmãos Marcieli e Romário Junior, pelo entusiasmo com que acolhem minhas conquistas, pela oração de vocês e pelas palavras de incentivo e carinho. Aos sobrinhos Victor e Théo, obrigado por simplesmente estarem conosco e pela felicidade com que inunda nossas vidas.

Ao meu orientador Prof. Luiz Antônio Bressani, expresso aqui minha sincera gratidão. Obrigado pela amizade construída ao longo destes seis anos de convivência, pela confiança e dedicação para com o meu aprendizado e minha pesquisa. Você é um mestre exemplar.

Muito obrigado aos professores e funcionários, pessoas que são o PPGE. Fico grato por fazerem deste um programa de excelência, tornando seus alunos privilegiados. Faço ainda um agradecimento especial a CAPES e CNPq pelo auxílio financeiro necessário à realização desta pesquisa.

Expresso meu agradecimento ao Prof. Juan Flores, pela indicação da área a ser estudada neste trabalho, pelo acompanhamento nas visitas de campo e pelas lições de geologia. Muito obrigado aos demais professores que de alguma forma contribuíram com o desenvolvimento e amadurecimento meu e desta tese: Fernando Schnaid, Way Gehling, Washington Nuñez, Maurício Ehrlich, Ruy Phillip e Willy Lacerda.

Ao laboratorista Jair Silva agradeço pela amizade e dedicação para com minha pesquisa, expressa por meio da ajuda na execução dos ensaios e pelo interesse com que os resultados obtidos eram recebidos.



Obrigado aos amigos e colegas de laboratório Rodrigo Webber, Lucas Delongui, Matheus Matuela e Matheus Porto, pela ajuda, incentivo e troca de conhecimento permitido. Agradeço também aos bolsistas que me auxiliaram no desenvolvimento desta tese: Marco Antônio, Ana, Gabriel e Diego. Estendo o agradecimento à Fran Brehm pela ajuda na interpretação das análises de FRX e ao Maick Oliveira no que se refere às lâminas delgadas.

Ao amigo, praticamente irmão, Eduardo Bubicz gostaria de expressar meu agradecimento pela acolhida em Porto Alegre, pela amizade e companheirismo incondicionais e pelo apartamento dividido.

Aos amigos da FGS Geotecnia: Felipe, Anderson, Álvaro, Alisson, Bruno, Rodrigo, Ástrid, Adriano, Jucélia e Patrícia. O período em que estive nesta empresa foi muito importante no processo de amadurecimento profissional, com claro impacto nesta tese e em minha atuação como professor. Esse agradecimento se estende também às pessoas da Geobrugg A.G. no Brasil.

Ao amigo Felipe Gobbi faço um agradecimento especial. Não apenas pela oportunidade de trabalho, mas também pela preocupação para com que eu fizesse desta uma forma de aprendizado, por acreditar em meu potencial e pelo apoio incondicional à minha formação.

À Ulbra – Canoas agradeço pela oportunidade dada, por permitir que aí eu iniciasse minha carreira na docência. Desejo toda a prosperidade para a instituição e aos amigos que aí deixei. Obrigado ainda aos amigos da Universidade Federal de Santa Catarina, especialmente do campus Joinville, minha nova casa.

Pedro, Berenice, Zé, Nanda, Dona Estefânia, Solange: vocês são minha família em Porto Alegre. Muito obrigado pela acolhida, carinho e preocupação.

A todos aqueles que me ajudaram e que por ventura não encontraram aqui seus nomes, peço perdão pela omissão e expresso minha mais sincera gratidão.

## RESUMO

HEIDEMANN, M. (2015) Estudo dos solos de uma encosta instável em São José - SC: intemperismo e comportamento geotécnico. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Uma encosta localizada no município de São José - SC, apresenta extenso histórico de instabilidades. Do ponto de vista litológico há predominância de granitoides na área de estudos e a mesma é transpassada por uma falha preenchida por riolito bastante alterado devido à atividade hidrotermal. O intemperismo da rocha granítica deu origem a um perfil de alteração com espessura bastante variável e a solos com características geotécnicas, químicas e mineralógicas distintas, levando à discretização de cinco solos. Quatro solos residuais foram denominados solos residuais de granito amarelo (GrAm), vermelho (GrVm), com biotita (GrBt) e lateritizado (GrLt), e uma argila de preenchimento de descontinuidades (ArBr). Foi realizada uma série de análises químicas, empregadas na quantificação de índices de intemperismo. O avanço do processo de intemperismo tornou os solos residuais mais finos e plásticos e nas áreas em que a alteração hidrotermal foi mais intensa houve a transformação de feldspatos em biotitas. As curvas de retenção solo-água obtidas para os solos saprolíticos são unimodais, mas no caso do solo GrLt os dados experimentais ajustam-se a curvas bimodais. O processo de remoldagem dos solos impacta nos níveis de sucção desenvolvidos. Os ensaios de condutividade hidráulica mostraram que esta propriedade não depende unicamente da porosidade e nível de confinamento, sendo relevante a influência da estrutura e mineralogia. Os solos saprolíticos tem comportamento distinto do apresentado pelo solo GrLt, no qual ocorre brusca redução de  $k_{sat}$  com aumento do confinamento. Ensaio de compressão confinada em amostras indeformadas, remoldadas e reconstituídas possibilitaram identificar a manifestação da estrutura e sua influência na deformabilidade dos solos. Constatou-se que esta suplanta a influência da porosidade. Não é possível definir uma única linha de compressão normal que descreva o comportamento de cada material independentemente da forma com que foram preparados os corpos de prova. Nos ensaios triaxiais a estrutura dos materiais atua de forma distinta daquela observada nos ensaios oedométricos, indicando que sua influência depende da trajetória de tensões. A mineralogia parece ter influência na resistência ao cisalhamento destes solos. O solo GrBt apresentou o mais baixo ângulo de atrito, da ordem de  $26^\circ$ . O solo GrVm tem ângulo de atrito de  $32^\circ$ , sendo o maior aqui obtido. Quando remoldados os solos respeitam linhas de estado crítico bastante bem definidas, por conta da redução da influência da estrutura nos resultados. Quando indeformados também é possível o ajuste de CSL, mas a dispersão dos dados é maior. O comportamento dos solos não é normalizável, mesmo quando remoldado. Em ensaios ring *shear* foram medidos ângulos de atrito residual entre  $22^\circ$  (GrAm) e  $13,8^\circ$  (GrLt) nos solos residuais. No solo ArBr o baixo ângulo de atrito residual ( $8^\circ$ ) se deve à granulometria fina e composição rica em argilominerais e micas. Sua associação ao solo GrBt corrobora a concentração das rupturas de encosta na área de ocorrência destes materiais. As curvas tensão-deformação dos ensaios triaxiais puderam ser satisfatoriamente reproduzidas pelo modelo *hardening*, o qual foi empregado para representar o comportamento dos solos em análises de estabilidade por meio de elementos finitos. Tais análises foram confirmadas por análises por equilíbrio limite no que tange a definição de áreas mais suscetíveis a rupturas.

Palavras-chave: solos residuais, intemperismo, alteração, comportamento geotécnico, estabilidade de encostas.

## ABSTRACT

HEIDEMANN, M. (2015) Study of soils of an unstable slope in São José – SC: weathering and geotechnical behavior. Thesis (Doctor in Engineering) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

A hillside in the municipality of São José - SC has an extensive history of instabilities. Under a lithological point of view, there is a predominance of granitoids in the study area, which is crossed by a fault filled by an altered rhyolite, due to hydrothermal activity. The weathering of the granite rock gave rise to a soil profile with highly variable thickness and soils with distinct geotechnical, chemical and mineralogical properties, leading to the discretization of five soils. They were denominated as four granite residual soils, yellow (GrAm), red (GrVm), with biotite (GrBt) and lateritized (GrLt), and a clay soil that filled discontinuities (ArBr). A series of chemical analysis was carried out and employed to quantify some weathering indexes. As the weathering processes increased the residual soils became finer and more plastic. In areas where hydrothermal alteration was more intense feldspar was transformed in biotite. Soil suction characteristic curves obtained for the saprolitic soils were unimodal, but in the case of GrLt soil bimodal curves fitted better to experimental data. Remolding of the soils impacted the suction levels developed. Hydraulic conductivity tests have shown that this property does not depend solely on the porosity and confining pressures but the influence of soil structure and mineralogy is relevant. The saprolitic soils show a different behavior as compared to GrLt, which suffers abrupt reduction of  $k_{sat}$  when the confinement is increased. Oedometric tests on undisturbed, remolded and reconstituted specimens allowed the identification of the influence of structure on the soil deformability. It was found that this influence is larger than that of porosity. It was not possible to define a unique normal compression line to describe the behavior of each material, regardless of the specimens preparation. In triaxial tests, soil structure acts in a different way from the observed in oedometric tests, indicating that their influence depends on the stress path. The mineralogy appears to have influence on the shear strength of these soils. The soil GrBt has the lowest friction angle, around  $26^\circ$ , and soil GrVm has a friction angle of  $32^\circ$  the largest obtained. When remolded these soils obey critical state lines which are well defined due to the reduction of soil structure influence. Although was possible to define CSL for the undisturbed soil the data dispersion was bigger. These soils do not have normalizable behavior even when remolded. Residual friction angles of residual soils measured through ring shear tests ranged between  $22^\circ$  (GrAm) and  $13,8^\circ$  (GrLt). The soil ArBr showed a very low residual friction angle ( $8^\circ$ ) due to its fine grain size and its mineralogical composition rich in clay minerals and mica. The association of ArBr soil to the GrBt soil supports the concentration of slope failures in the area of occurrence of these materials. Stress-strain curves of triaxial tests were satisfactorily reproduced by the hardening model, which was employed to represent the soils behavior in stability analyzes using finite element method. Such results were validated by limit equilibrium analysis that were employed to define the areas more susceptible to failures.

Keywords: residual soils, weathering, alteration, geotechnical behavior, slope stability.

## SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO .....	20
1.1. OBJETIVOS .....	21
1.1.1. Objetivo Geral .....	21
1.1.2. Objetivos específicos .....	21
1.2. ESTRUTURAÇÃO DO TRABALHO .....	22
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	23
2.1. FORMAÇÃO DOS GRANITOS DE SANTA CATARINA .....	23
2.2. INTEMPERISMO DE ROCHAS GRANÍTICAS .....	29
2.2.1. Aspectos gerais do intemperismo .....	29
2.2.2. Intemperismo em zonas de descontinuidade .....	38
2.2.3. Índices para quantificar o nível de intemperismo .....	41
2.3. SOLOS RESIDUAIS .....	44
2.4. COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DE SOLOS RESIDUAIS DE GRANITO .....	53
2.4.1. Solos residuais de granitos do Cinturão Dom Feliciano .....	54
2.4.2. Solos residuais de granitos do sudeste brasileiro .....	62
2.4.3. Solos residuais de granitos de outras regiões .....	63
2.4.4. Modelos constitutivos aplicados a solos residuais .....	73
2.5. INSTABILIDADE DE ENCOSTAS CONDICIONADAS POR FALHAS E ESTRUTURAS RELIQUIARES .....	78
2.5.1. Origem e implicações .....	78
2.5.2. Exemplos de rupturas associadas a descontinuidades .....	82
3. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDOS .....	84
3.1. ASPECTOS GERAIS .....	84
3.2. DELIMITAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDOS .....	86
3.2.1. Localização .....	86

3.2.2.	Histórico do movimento de massa .....	89
3.3.	CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA .....	92
3.4.	CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA.....	102
4.	METODOLOGIA .....	108
4.1.	ATIVIDADES DE CAMPO .....	108
4.1.1.	Levantamento Topográfico .....	109
4.1.2.	Sondagens SPT .....	109
4.1.3.	Coleta de amostras de solo e rocha .....	110
4.2.	PROGRAMA EXPERIMENTAL DE LABORATÓRIO .....	111
4.2.1.	Caracterização física .....	112
4.2.2.	Curvas de retenção de umidade .....	116
4.2.3.	Resistência ao cisalhamento em ensaios triaxiais.....	118
4.2.4.	Resistência ao cisalhamento em condição residual ( <i>ring shear</i> ) .....	121
4.2.5.	Condutividade hidráulica saturada .....	124
4.2.6.	Compressão Confinada .....	126
4.2.7.	Análise por Difração de Raios-X.....	128
4.2.8.	Microscopia Eletrônica de Varredura .....	130
4.2.9.	Análises de Lâminas Delgadas por Microscopia Petrográfica .....	132
4.2.10.	Análises de Fluorescência de Raios-X.....	133
5.	RESULTADOS DA CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA E MINERALÓGICA .....	135
5.1.	ANÁLISES POR FLUORESCÊNCIA DE RAIOS-X (FRX) .....	135
5.2.	ANÁLISES DAS LÂMINAS DELGADAS .....	139
5.3.	ANÁLISES POR DIFRAÇÃO DE RAIOS-X (DRX) .....	145
5.4.	ANÁLISES POR MICROSCOPIA ELETRÔNICA (MEV) .....	151
5.5.	INTEMPERISMO DOS SOLOS ESTUDADOS .....	156
6.	RESULTADOS DA INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA .....	160

6.1.	CARACTERIZAÇÃO FÍSICA .....	160
6.1.1.	Granulometria .....	161
6.1.2.	Limites de consistência .....	166
6.2.	CURVAS DE RETENÇÃO DE UMIDADE .....	168
6.3.	CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA .....	175
6.4.	COMPRESSIBILIDADE .....	181
6.5.	RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO .....	213
6.5.1.	Ensaio Triaxial .....	213
6.5.2.	Ring Shear .....	233
7.	MODELOS DE PREVISÃO DE COMPORTAMENTO .....	243
7.1.	CAM-CLAY MODIFICADO .....	243
7.2.	MODELO HIPERBÓLICO .....	248
7.3.	MODELO <i>HARDENING</i> .....	253
7.4.	CONSIDERAÇÕES ACERCA DOS RESULTADOS OBTIDOS .....	258
8.	ANÁLISES DE ESTABILIDADE .....	259
8.1.	ANÁLISES POR EQUILÍBRIO LIMITE .....	259
8.1.1.	Condições anteriores à ruptura .....	260
8.1.2.	Geometria prevista no antigo projeto de estabilização .....	261
8.1.3.	Análises da encosta na atual condição .....	263
8.2.	ANÁLISES POR ELEMENTOS FINITOS .....	267
8.2.1.	Análises da encosta frente à ruptura de 2010 .....	269
8.2.2.	Análises dos efeitos das alterações da geometria da encosta. ....	271
9.	CONCLUSÕES .....	275
9.1.	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS .....	284
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	285

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Províncias estruturais brasileiras .....	24
Figura 2: Quadro tectono-estratigráfico do Cinturão Dom Feliciano em Santa Catarina .....	25
Figura 3. Granitoides da Região Metropolitana de Florianópolis .....	27
Figura 4: Unidades geológicas e traços tectônicos do Escudo Catarinense .....	29
Figura 5: Composição mineralógica de rochas graníticas .....	30
Figura 6: Série de Goldich .....	35
Figura 7: Minerais em ordem de intemperismo .....	36
Figura 8: Classificação dos horizontes de solos residuais .....	48
Figura 9: Granulometria dos solos de Tubarão - SC .....	54
Figura 10: Resultados dos ensaios de compressão confinada .....	56
Figura 11: Granulometria dos solos residuais de granito de Florianópolis .....	58
Figura 12. CSL e ISL obtidas por Ng <i>et al.</i> (2004) .....	65
Figura 13. Comportamento do solo residual de granito estudado por Wang e Yan (2000). ....	66
Figura 14. Resultados obtidos por Yan e Li (2012). .....	67
Figura 15: Curvas tensão x deformação experimentais e preditas de um solo siltoso .....	75
Figura 16: Previsão do comportamento de um solo estruturado .....	76
Figura 17: Resultados experimentais e previstos obtidos por Mofiz <i>et al.</i> (2004). .....	77
Figura 18: Planos de máxima razão de tensões oriunda da ação da gravidade .....	81
Figura 19: Localização do Município de São José, no estado de Santa Catarina. ....	84
Figura 20: Perspectiva da Região Metropolitana de Florianópolis. ....	85
Figura 21: Médias mensais de chuvas e histórico de precipitação em Florianópolis. ....	86
Figura 22: Área de estudos em relação à Região Metropolitana de Florianópolis. ....	87
Figura 23: Delimitação da área estudada. ....	87
Figura 24: Modelo Digital do Terreno anterior às intervenções na encosta. ....	88
Figura 25: Perspectivas da encosta estudada. ....	88

Figura 26: Massa de solo depositada sobre rua do condomínio. ....	90
Figura 27: Cortina de madeira executada para contenção dos primeiros escorregamentos. ....	90
Figura 28: Indicativos de escorregamentos em curso na área de estudo no ano de 2012. ....	91
Figura 29: Aspecto das estruturas executadas em julho de 2013 .....	91
Figura 30: Evidências de movimentos junto às obras executadas em julho de 2013 .....	92
Figura 31: Mapa geológico da Região Metropolitana de Florianópolis. ....	93
Figura 32: Mapa esquemático da área de estudo. ....	94
Figura 33: Vista geral da Falha 1 com indicação do rejeito da falha. ....	95
Figura 34: Afloramento do granitoide no limite da Falha 1. ....	95
Figura 35: Aspecto dos granitoides existentes na área estudada. ....	96
Figura 36. Aspecto do riolito em estado são. ....	96
Figura 37. Riolito alterado .....	97
Figura 38: Perfil estratigráfico-topográfico (Seção 6). ....	99
Figura 39: Perfil estratigráfico-topográfico (Seção 7). ....	100
Figura 40: Perfil de eletrorresistividade da área estudada. ....	101
Figura 41: Distribuição de solos na área de estudos .....	102
Figura 42: Aspecto do Solo GrAm em campo. ....	103
Figura 43: Aspecto do Solo GrVm em campo. ....	103
Figura 44: Acúmulo de óxidos em uma descontinuidade no Solo GrVm. ....	104
Figura 45. Aspecto do Solo GrBt em campo. ....	104
Figura 46: Aspecto do Solo GrLt em campo. ....	105
Figura 47: <i>Slickensides</i> observadas em campo. ....	106
Figura 48: Solo ArBr exposto ao longo de fendas no terreno. ....	106
Figura 49: Acumulações de ArBr verificadas em sondagens SPT. ....	107
Figura 50: Fluxograma de desenvolvimento da tese. ....	108
Figura 51: Execução das sondagens SPT. ....	109
Figura 52: Pontos de coleta de amostras de solo. ....	110



Figura 53: Aspecto das lâminas delgadas utilizadas nessa tese.....	133
Figura 54: Diagrama Isocon normalizado para o solo GrAm.....	137
Figura 55: Diagrama Isocon normalizado para o solo GrVm.....	137
Figura 56: Diagrama Isocon normalizado para o solo GrBt.....	138
Figura 57: Diagrama Isocon normalizado para o solo GrLt.....	138
Figura 58: Microfotografias da rocha granítica.....	139
Figura 59: Microfotografias do solo GrAm.....	140
Figura 60: Microfotografias do solo GrVm.....	142
Figura 61: Microfotografias do solo GrBt.....	143
Figura 62: Microfotografias do solo GrLt.....	144
Figura 63: Difratoogramas do solo GrAm.....	145
Figura 64: Difratoogramas do solo GrVm.....	147
Figura 65: Difratoogramas do solo GrBt.....	148
Figura 66: Difratoogramas do solo GrLt.....	149
Figura 67: Difratoogramas do solo ArBr.....	150
Figura 68: Imagens de MEV do solo GrAm.....	152
Figura 69: Imagens de MEV do solo GrVm.....	153
Figura 70: Imagens de MEV do solo GrBt.....	154
Figura 71: Imagens de MEV do solo GrLt.....	155
Figura 72: Imagens de MEV do solo ArBr.....	156
Figura 73: Curvas granulométricas do solo GrAm.....	161
Figura 74: Curvas granulométricas do solo GrVm.....	162
Figura 75: Curvas granulométricas do solo GrBt.....	163
Figura 76: Curvas granulométricas do solo GrLt.....	164
Figura 77: Curva granulométrica do solo ArBr.....	165
Figura 78: Curvas granulométricas dos solos estudados.....	165
Figura 79: Carta de plasticidade e limites de consistência dos solos estudados.....	166

Figura 80: Curvas de retenção de umidade do solo GrAm.....	169
Figura 81: Curvas de retenção de umidade do solo GrVm.....	171
Figura 82: Curvas de retenção de umidade do solo GrLt .....	173
Figura 83: Curvas de retenção de umidade dos solos investigados. ....	174
Figura 84: Resultados dos ensaios de condutividade hidráulica. ....	176
Figura 85: Tensão confinante <i>versus</i> condutividade hidráulica normalizada.....	177
Figura 86: Resultados dos ensaios de condutividade hidráulica no solo GrLt .....	179
Figura 87: Tensão confinante <i>versus</i> condutividade hidráulica normalizada do solo GrLt. ..	180
Figura 88: Curvas tensão <i>versus</i> índice de vazios para o solo GrAm. ....	182
Figura 89. Variação de D com a tensão vertical para solo GrAm. ....	185
Figura 90: Variação de altura total e por adensamento virtual (solo GrAm indeformado). ...	186
Figura 91: Variação de altura do corpo de prova indeformado (GrAm). ....	187
Figura 92: Tempo x altura e raiz do tempo x altura (solo GrAm).....	188
Figura 93: Curvas tensão <i>versus</i> índice de vazios para o solo GrVm. ....	189
Figura 94. Plastificação no solo GrVm sob tensão coincidente com a $\sigma'_{vp}$ calculada. ....	190
Figura 95: Variação de D com a tensão vertical para o solo GrVm. ....	192
Figura 96: Variação de altura total e por adensamento virtual (solo GrVm). ....	193
Figura 97: Variação de altura do corpo de prova indeformado (GrVm). ....	194
Figura 98. Curvas tensão <i>versus</i> índice de vazios para o solo GrBt. ....	195
Figura 99: Indício de tensão de plastificação no solo GrBt. ....	197
Figura 100: Variação de D com a tensão vertical para o solo GrBt. ....	197
Figura 101: Variação de altura total e por adensamento virtual (solo GrBt). ....	199
Figura 102: Variação de altura do corpo de prova indeformado (GrBt). ....	199
Figura 103: Curvas tensão <i>versus</i> índice de vazios para o solo GrLt. ....	201
Figura 104: Indicação da existência de tensão de pré-adensamento virtual no solo GrLt. ....	202
Figura 105: Variação de D com a tensão vertical para o solo GrLt. ....	203
Figura 106: Variação de altura total e por adensamento virtual (solo GrLt indeformado). ...	205

Figura 107: Variação de altura do corpo de prova indeformado (GrLt). .....	206
Figura 108: Curvas tensão <i>versus</i> índice de vazios e índice de vazios normalizado. ....	207
Figura 109: Curvas de variação do índice de vazios <i>versus</i> tensão. ....	208
Figura 110: Variação de D com a tensão vertical para os solos investigados. ....	209
Figura 111: Compressibilidade dos solos estudados nesta tese e por outros autores .....	210
Figura 112: Curvas $\sigma_v \times e/e_0$ .....	211
Figura 113: Módulos oedométricos dos solos estudados nesta tese .....	212
Figura 114: Resultados dos ensaios triaxiais para o solo GrAm .....	214
Figura 115: Módulos de deformação do solo GrAm obtidos em ensaios triaxiais. ....	216
Figura 116: Trajetórias de $e \times p'$ e CSL do solo GrAm. ....	217
Figura 117: Resultados dos ensaios triaxiais para o solo GrVm. ....	219
Figura 118: Módulos de deformação do solo GrVm obtidos em ensaios triaxiais. ....	221
Figura 119: Trajetórias de $e \times p'$ e CSL do solo GrVm. ....	222
Figura 120: Resultados dos ensaios triaxiais para o solo GrBt. ....	224
Figura 121: Módulos de deformação do solo GrBt obtidos em ensaios triaxiais. ....	226
Figura 122: Trajetórias de $e \times p'$ e CSL do solo GrBt. ....	227
Figura 123: Resultados dos ensaios triaxiais para o solo GrLt. ....	228
Figura 124. Módulos de deformação do solo GrLt obtidos em ensaios triaxiais. ....	230
Figura 125: Trajetórias de $e \times p'$ e CSL do solo GrLt. ....	231
Figura 126: Dados compilados de resistência ao cisalhamento de solos de granito. ....	232
Figura 127: Resultado dos ensaios <i>ring shear</i> no solo GrAm. ....	234
Figura 128: Resultado dos ensaios <i>ring shear</i> no solo GrVm. ....	235
Figura 129: Resultado dos ensaios <i>ring shear</i> no solo GrBt. ....	236
Figura 130: Resultado dos ensaios Ring Shear no solo GrLt .....	237
Figura 131: Resultado dos ensaios <i>ring shear</i> no solo ArBr. ....	238
Figura 132: Correlações entre fração argila e $\phi'_r$ e índice de plasticidade e $\phi'_r$ .....	240
Figura 133: Carta de índice de plasticidade $\times$ ângulo de atrito residual para solos tropicais. ....	241

Figura 134: Previsão do comportamento do solo GrAm (modelo Cam-clay modificado).....	245
Figura 135: Previsão do comportamento do solo GrVm (modelo Cam-clay modificado).....	246
Figura 136: Previsão do comportamento do solo GrBt (modelo Cam-Clay Modificado) .....	246
Figura 137. Previsão do comportamento do solo GrLt (modelo Cam-Clay Modificado) .....	247
Figura 138: Previsão do comportamento do solo GrAm (modelo hiperbólico) .....	250
Figura 139: Previsão do comportamento do solo GrVm (modelo hiperbólico) .....	251
Figura 140: Previsão do comportamento do solo GrBt (modelo hiperbólico) .....	252
Figura 141: Previsão do comportamento do solo GrLt (modelo hiperbólico) .....	252
Figura 142: Previsão do comportamento do solo GrAm (modelo <i>hardening</i> .....	255
Figura 143: Previsão do comportamento do solo GrVm (modelo <i>hardening</i> ).....	256
Figura 144: Previsão do comportamento do solo GrBt (modelo <i>hardening</i> ) .....	256
Figura 145. Previsão do comportamento do solo GrLt (modelo <i>hardening</i> ) .....	257
Figura 146: Modelo geomecânico (geometria anterior à ruptura). .....	260
Figura 147: Modelo geomecânico (geometria prevista em projeto). .....	261
Figura 148. Resultado da análise de estabilidade para geometria prevista em projeto. ....	262
Figura 149. Análise de estabilidade para geometria prevista .....	263
Figura 150: Modelo geomecânico (condição atual). .....	264
Figura 151: Resultado da análise de estabilidade para geometria atual. ....	264
Figura 152: Rupturas rasas junto à superfície de ruptura crítica. ....	265
Figura 153: Resultado da análise de estabilidade para geometria atual .....	266
Figura 154: Localização das áreas de surgimento de trincas no terreno e áreas analisadas. ..	266
Figura 155: Análises de estabilidade nas áreas de ocorrência de trincas. ....	267
Figura 156: Modelo empregado na análise da ruptura do pé da encosta. ....	269
Figura 157: Resultados das análise por elementos finitos da ruptura ao pé da encosta. ....	270
Figura 158: Modelo empregado na análise global da encosta. ....	271
Figura 159: Resultados obtidos para a geometria prevista no projeto de estabilização. ....	272
Figura 160: Resultados obtidos para a geometria atual da encosta. ....	273

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Litotipos recorrentes na porção Catarinense do Cinturão Dom Feliciano .....	28
Tabela 2: Composição química dos minerais formadores de rochas graníticas .....	30
Tabela 3: Índices para quantificação do grau de intemperismo .....	43
Tabela 4: Características de solos lateríticos e saprolíticos. ....	46
Tabela 5: Caracterização e índices físicos dos solos residuais de Tubarão .....	55
Tabela 6: Resistência ao cisalhamento dos solos residuais de granito de Tubarão .....	55
Tabela 7: Parâmetros de deformabilidade dos solos residuais de granito. ....	56
Tabela 8: Composição mineralógica dos granitos de Florianópolis. ....	57
Tabela 9: Índices físicos dos solos estudados por Beviláqua (2004). ....	57
Tabela 10: Parâmetros de resistência ao cisalhamento de solos de granito de Florianópolis...	58
Tabela 11: Índices físicos e parâmetros de comportamento obtidos por Godoi <i>et al.</i> (2013) ..	59
Tabela 12: Índices físicos e parâmetros obtidos por Raimundo <i>et al.</i> (2002) .....	59
Tabela 13: Parâmetros de resistência dos solos de granito estudados por Boehl (2011) .....	60
Tabela 14: Composição mineralógica dos granitos de Porto Alegre .....	61
Tabela 15: Índices físicos e granulometria de solos residuais de granito de Porto Alegre .....	61
Tabela 16: Parâmetros de resistência de solos residuais de granito de Porto Alegre .....	62
Tabela 17: Índices físicos dos solos residuais da Encosta do Soberbo – RJ .....	63
Tabela 18: Parâmetros de resistência dos solos residuais da Encosta do Soberbo – RJ .....	63
Tabela 19: Características mineralógica e física de solos residuais de granito reportados na literatura. ....	69
Tabela 20: Parâmetros de comportamento geotécnico de solos residuais de granito reportados na literatura. ....	70
Tabela 21: Parâmetros de resistência ao cisalhamento em solos residuais e em discontinuidades preenchidas. ....	80
Tabela 22: Ensaios e análises executados no programa experimental .....	112
Tabela 23: Composição química dos materiais investigados .....	136
Tabela 24. Mineralogia da rocha granítica obtida via contagem modal. ....	140

Tabela 25. Composição mineralógica do solo GrAm obtida via contagem modal. ....	141
Tabela 26. Composição mineralógica do solo GrVm obtida via contagem modal. ....	142
Tabela 27: Composição mineralógica do solo GrBt obtido via contagem modal. ....	143
Tabela 28. Composição mineralógica do solo GrLt obtido via contagem modal. ....	144
Tabela 29. Quantificação dos minerais presentes no solo GrAm (análise semiquantitativa). ....	146
Tabela 30: Quantificação dos minerais presentes no solo GrVm (análise semiquantitativa). ....	147
Tabela 31. Quantificação dos minerais presentes no solo GrBt (análise semiquantitativa) ...	148
Tabela 32: Quantificação dos minerais presentes no solo GrLt (análise semiquantitativa) ...	149
Tabela 33: Quantificação dos minerais presentes no solo ArBr (análise semiquantitativa)... ..	150
Tabela 34: Índices de intemperismo calculados para os solos de granito. ....	157
Tabela 35: Índices físicos dos solos estudados .....	160
Tabela 36: Limites de consistência dos solos estudados .....	167
Tabela 37: Classificação dos materiais estudados .....	168
Tabela 38: Parâmetros de ajuste das curvas de retenção do solo GrAm. ....	170
Tabela 39: Parâmetros de ajuste das curvas de retenção do solo GrVm. ....	171
Tabela 40: Parâmetros de ajuste das curvas de retenção do solo GrLt. ....	173
Tabela 41: Parâmetros de ajuste para a relação $k_{sat}$ x tensão confinante. ....	177
Tabela 42: Índices físicos do solo GrAm submetidos a ensaios de compressão confinada ...	182
Tabela 43: Parâmetros virtuais de compressibilidade do solo GrAm. ....	184
Tabela 44: Coeficientes das correlações entre $\sigma'_v$ e D (solo GrAm). ....	186
Tabela 45: Índices físicos do solo GrVm submetidos a ensaios de compressão confinada ...	189
Tabela 46: Parâmetros virtuais de compressibilidade do solo GrVm. ....	190
Tabela 47: Coeficientes das correlações entre $\sigma'_v$ e D (solo GrVm). ....	193
Tabela 48: Índices físicos do solo GrBt submetidos a ensaios de compressão confinada ....	194
Tabela 49: Parâmetros virtuais de compressibilidade do solo GrBt. ....	196
Tabela 50: Coeficientes das correlações entre $\sigma'_v$ e D para o solo GrBt. ....	198
Tabela 51: Índices físicos do solo GrLt submetidos a ensaios de compressão confinada. ....	200

Tabela 52: Parâmetros virtuais de compressibilidade do solo GrLt. ....	201
Tabela 53: Coeficientes das correlações entre $\sigma'_v$ e D para o solo GrLt. ....	204
Tabela 54: Índices físicos dos corpos de prova do solo GrAm em ensaios triaxiais. ....	213
Tabela 55: Parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo GrAm. ....	215
Tabela 56: Índices físicos dos corpos de prova do solo GrVm em ensaios triaxiais. ....	218
Tabela 57: Parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo GrVm ....	220
Tabela 58: Índices físicos dos corpos de prova do solo GrBt em ensaios triaxiais. ....	223
Tabela 59: Parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo GrBt. ....	225
Tabela 60: Índices físicos dos corpos de prova do solo GrLt em ensaios triaxiais. ....	227
Tabela 61: Parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo GrLt. ....	229
Tabela 62: Ângulo de atrito residual dos solos estudados ....	238
Tabela 63: Parâmetros empregados no modelo Cam-Clay modificado. ....	244
Tabela 64: Parâmetros empregados no modelo hiperbólico. ....	249
Tabela 65: Parâmetros empregados no modelo <i>hardening</i> .....	254
Tabela 66: Parâmetros de comportamento empregados nas análises por elementos finitos. .	268

## **LISTA DE ABREVIATURAS**

ABNT NBR: Associação Brasileira de Normas Técnicas, Norma Brasileira Regulamentadora

ArBr: Argila branca de preenchimento de falhas

ASTM: American Society for Testing and Materials

BS: British Standards

CID: Ensaio triaxial consolidado isotropicamente, drenado

CIU: Ensaio triaxial consolidado isotropicamente, não drenado

CPRM: Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais, Serviço Geológico Brasileiro

CSL: Linha de estado crítico

CSR: Adensamento com velocidade de deformação controlada

DRX: Difração de raios-X

EDS: Espectroscopia de energia dispersiva

FEM: Método dos elementos finitos

FRX: Fluorescência de raios-X

FS: Fator de segurança

GCO: Geotechnical Control Office (Hong Kong)

GrAm: Solo residual amarelo de granito

GrBt: Solo residual de granito com biotita

GrLt: Solo residual de granito em lateritização

GrVm: Solo residual vermelho de granito

ICL: Linha de compressão normal

MC: Mohr-Coulomb

MEV: Microscopia eletrônica de varredura

NCL: Linha de compressão normal

OCR: Razão de sobre adensamento

RMF: Região Metropolitana de Florianópolis

SPT: Standard Penetration Test



## 1. INTRODUÇÃO

Solos residuais de granito são abundantes ao longo da costa brasileira, entre os estados do Rio Grande do Sul e da Bahia. No estado de Santa Catarina, onde ocorrem junto ao litoral, estes materiais são oriundos do intemperismo e alteração de rochas formadas, em grande parte, no evento denominado Orógeno Pelotas II, que remonta ao neoproterozoico.

Por tratar-se de uma área de clima subtropical, a intensidade com que estes processos ocorrem, principalmente o intemperismo químico, possibilita o desenvolvimento de espessos perfis de solos saprolíticos, os quais podem ser considerados solos tropicais. Descontinuidades geológicas também influenciam a intensidade e forma com que ocorrem processos de intemperismo e alteração, já que aumentam a área superficial da rocha exposta à degradação e atuam como facilitadores ao fluxo de água.

Solos tropicais ocorrem em uma área expressiva do estado de Santa Catarina, mas ainda é relativamente incipiente o estudo do comportamento geomecânico de tais materiais. A menor quantidade de informação referente a estes solos deve-se, em parte, à grande variabilidade com que estes se apresentam em campo e ao número de fatores que influenciam o comportamento dos mesmos, se comparado a solos sedimentares. Isto pode tornar difícil a interpretação do comportamento de tais materiais à luz dos conceitos clássicos da mecânica dos solos, construídos com base em estudos em solos sedimentares.

O processo de formação e gênese de solos residuais promove o desenvolvimento de uma estrutura de complexidade variável. A estrutura congrega o padrão com que as diferentes partículas que o compõe estão arrançadas, agentes cimentantes que promovem a união de partículas e a quantidade e tamanho dos poros desenvolvidos.

A formação de depósitos de solos residuais com características geotécnicas heterogêneas, mesmo que a partir de um único litotipo, se deve à diversidade de agentes de intemperismo atuantes e à intensidade com que se processam estes fenômenos. A composição química, mineralogia, índices físicos e estrutura de um solo podem refletir o ambiente em que foi formado, e, portanto, dos agentes de alteração, e impactam o seu comportamento geotécnico.

Nesse sentido, a presente tese dedica-se ao estudo do comportamento geotécnico dos solos residuais oriundos do intemperismo de rochas graníticas em uma área de estudos no leste

catarinense. Esta área consiste em uma encosta antropizada, que está em uma zona de expansão urbana do município de São José, na Região Metropolitana de Florianópolis. A elevação em que se encontra a encosta é transpassada por uma falha geológica e exibe registros da ocorrência de atividade hidrotermal, sobretudo nas adjacências da falha. Estas feições geológicas controlaram o tipo, extensão e intensidade dos processos de intemperismo e alteração atuantes sobre a rocha, dando origem a solos de diferentes aspectos e comportamento geotécnico.

Uma porção desta encosta mostra-se fortemente suscetível à ocorrência de instabilidade, com mais de dez anos de registros de movimentos de massa. Estes movimentos concentram-se em uma zona de solo que pode ser considerado mais intemperizado que os demais. A gênese do material, que ocorreu sob influência das condições estruturais e geológicas da área, resultou em expressiva mudança de comportamento geotécnico, destacando-se uma redução dos parâmetros de resistência ao cisalhamento.

## 1.1. OBJETIVOS

### 1.1.1. Objetivo Geral

O objetivo deste trabalho consiste em caracterizar os solos existentes na área estudada de forma a relacionar aspectos químicos e mineralógicos com o comportamento geotécnico exibido por tais materiais, buscando explicar a inerente fragilidade de porções da área frente a instabilidades.

### 1.1.2. Objetivos específicos

O cumprimento dos seguintes objetivos específicos é esperado para consecução do objetivo geral desta tese:

- Definir a estratigrafia do terreno e a representatividade dos materiais identificados nesta área, além de elementos estruturais geológicos;
- Caracterizar em termos químicos, petrográficos e mineralógicos os solos e rochas da área de estudos e avaliar o grau de intemperismo dos solos residuais estudados;
- Caracterizar o comportamento geotécnico dos solos identificados na área estudada no que tange a características físicas, condutividade hidráulica, resistência ao cisalhamento e compressibilidade;

- Relacionar o comportamento geotécnico exibido pelos materiais estudados às características químicas mineralógicas e ao grau de intemperismo;
- Executar análises de estabilidade por equilíbrio limite, para avaliar a validade dos parâmetros de resistência obtidos experimentalmente e as condições hidro-geológicas assumidas, assim como avaliar a atual condição de estabilidade da encosta estudada;
- Avaliar o desempenho de modelos de previsão de comportamento para a predição do comportamento dos solos estudados sob ensaios triaxiais, objetivando o emprego de tais modelos nas análises de estabilidade por elementos finitos;
- Executar análises de estabilidade por elementos finitos, para avaliar a aplicabilidade deste método a esta situação e identificar as áreas mais críticas da encosta atualmente.

## 1.2. ESTRUTURAÇÃO DO TRABALHO

Este trabalho está estruturado em nove capítulos. Neste capítulo introdutório busca-se expor, justificar e contextualizar o tema desta pesquisa bem como apresentar os objetivos. No capítulo 2 apresenta-se a revisão bibliográfica, a qual aborda a formação dos granitos do sul do Brasil, o intemperismo de rochas graníticas e o comportamento geotécnico de solos residuais de granito.

No terceiro capítulo a área de estudos desta tese é caracterizada, incluindo um breve histórico de instabilidades ocorridas na área, bem como a descrição dos solos e rochas investigados. No capítulo 4 apresenta-se a metodologia empregada no programa experimental deste trabalho, com ênfase à campanha laboratorial. O quinto capítulo versa sobre os resultados das análises petrográfica, química e mineralógica, referentes aos solos e rochas estudados. No capítulo 6 são apresentados e discutidos os resultados referentes à investigação do comportamento geotécnico dos solos estudados.

No capítulo 7 expõem-se os resultados obtidos quanto à tentativa de predição do comportamento em carregamento drenado desses solos, empregando os modelos de previsão de comportamento *Cam-clay* modificado, hiperbólico e *hardening*. No oitavo capítulo são apresentados os resultados das análises de estabilidade da encosta estudada. Inicialmente discutem-se os resultados referentes às análises por equilíbrio limite e, num segundo momento, aqueles referentes ao emprego do método dos elementos finitos. Por fim, no capítulo 9 são apresentadas as conclusões obtidas neste trabalho.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo apresenta o referencial teórico necessário ao posicionamento deste trabalho junto ao campo de conhecimento em que se insere, bem como os conceitos necessários ao entendimento do trabalho.

Inicialmente será discutida a formação das rochas graníticas que ocorrem no estado de Santa Catarina. Na sequência é abordado o processo de intemperismo com ênfase em rochas graníticas, tendo em vista ser o material de origem dos solos estudados neste trabalho. Posteriormente será apresentada uma revisão acerca do conhecimento pré-existente sobre comportamento geotécnico de solos residuais de granito, em um primeiro momento daqueles ocorrentes na região sul do Brasil e posteriormente ampliado a outras áreas. Por fim são abordados movimentos de massa ocorridos em zonas de descontinuidade geológica ou relacionados a estruturas reliquias.

### 2.1. FORMAÇÃO DOS GRANITOS DE SANTA CATARINA

A maioria dos granitoides do sul do Brasil são relacionados ao Ciclo Orogênico Brasileiro, que envolveu subducção da crosta oceânica (entre 800 e 700 M.a) e eventos colisionais entre continentes e arcos magmáticos (entre 700 e 500 M.a.), levando à consolidação do supercontinente Pangeia (BITENCOURT e NARDI, 2000).

A formação dos granitos da costa brasileira e, de forma mais específica de Santa Catarina, é resultado dos eventos geotectônicos complexos que formaram a província Mantiqueira. Esta é uma de 15 províncias estruturais em que o território brasileiro foi setorizado, como mostrado na Figura 1.

A Província Mantiqueira foi instalada ao final do Neoproterozoico e início do Paleozoico (em torno de 600 M.a) e estende-se por cerca de 3.000 km com orientação NNE–SSW ao longo da costa atlântica, de Montevideu, no Uruguai, ao sul da Bahia. Esta província foi formada basicamente por processos de colagem das margens continentais através de eventos orogênicos, isto é, colisão de placas tectônicas, que trouxe como consequência a formação de dobramentos, cordilheiras e fossas. Os Orógenos Brasileiros foram divididos em três eventos distintos. O primeiro destes eventos é denominado Sistema Orógeno Brasileiro I e se

desenvolveu de forma mais acentuada entre 880 e 700 M.a. A pequena área hoje representativa deste evento diz respeito, basicamente, ao Orógeno São Gabriel, no Rio Grande do Sul.

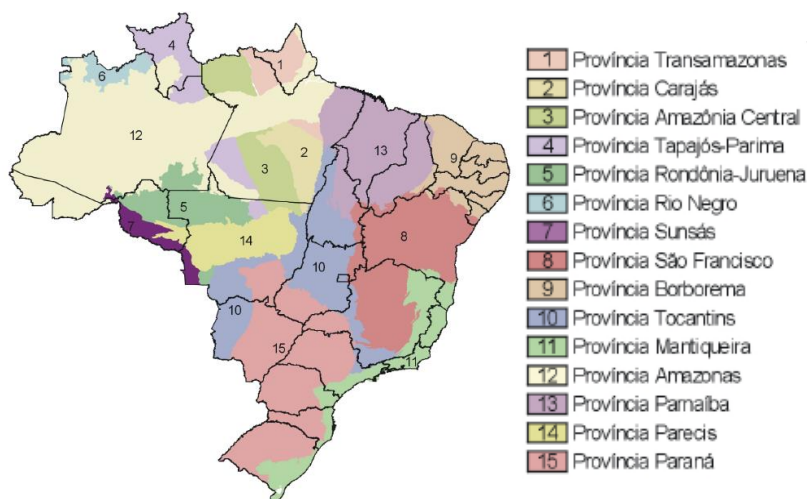


Figura 1: Províncias estruturais brasileiras (SCHOBENHAUS et al, 2003).

O Sistema Orógeno Brasileiro II teve clímax entre 640 e 610 milhões de anos e é o evento responsável pela origem das elevações formadas por rochas cristalinas do leste catarinense. De acordo com Delgado *et al.* (2003) este sistema foi o de mais curta duração – cerca de 30 M.a. – mas o registro litológico de seu magmatismo está exposto por mais de 1.000 km ao longo da costa Brasileira, dando origem a extensos batólitos.

O Sistema Orógeno Brasileiro III foi o último deste conjunto de eventos e teve ápice entre 590 e 520 M.a., compreendendo os orógenos que se estendem para as regiões sudeste e nordeste do País (DELGADO *et al.*, 2003). Este sistema pode ser subdividido nos Orógenos: (i) Pelotas, (ii) Paranapiacaba/Pien e Rio Negro e, (iii) Terreno Embu. De especial interesse a este trabalho é o Orógeno Pelotas, responsável pela origem das rochas graníticas do leste catarinense.

O escudo formado predominantemente por corpos graníticos, gerados no Orógeno Pelotas e remanescentes de embasamentos ao longo da costa da região sul é denominado Cinturão Dom Feliciano ou Orógeno Dom Feliciano (PHILIPP e MACHADO, 2001; CASTRO *et al.*, 2003; HELBRON *et al.*, 2004; BITENCOURT *et al.*, 2008) e se estende de Santa Catarina ao Uruguai.

O Cinturão Dom Feliciano é dominado por associações de rochas graníticas que são discretizadas em Horn Filho (2003) e Passarelli *et al.* (2009) em diferentes segmentos,

designados Batólito Pelotas no Escudo Sul-rio-grandense, Batólito Florianópolis no Escudo Catarinense e Batólito Aiguá no Escudo Uruguaio. Em relação a esta divisão, de acordo com autores como Basei *et al.* (2000), os diferentes segmentos mostram características isotópicas e geocronológicas suficientemente diferentes para justificar sua designação independente.

No estado de Santa Catarina os terrenos pertencentes ao Cinturão Dom Feliciano mostram um zoneamento metamórfico nítido. Basei (1985) relata a existência de uma compartimentação interna, definida de SE para NW, pelos domínios tectônicos Interno (no litoral), Intermediário e Externo (em direção ao oeste), com níveis de metamorfismo decrescentes de SE para NW.

O Domínio Interno representa as zonas profundas e atualmente expostas do Cinturão, sendo caracterizado pela presença regional de migmatitos cortados por suítes intrusivas. No Domínio Intermediário predominam metassedimentos metamorfisados e deformados polifasicamente, cortados por inúmeros corpos granitoides intrusivos. O Domínio Externo é interpretado como uma antefossa molássica preenchida por um espesso pacote sedimentar, onde predominam turbiditos, associados a rochas magmáticas ácidas (BASEI, 1985).

A formação destes terrenos passou por quatro fases de deformação e dois eventos tectono-magmáticos. A granitogênese oriunda destes processos deu origem a seis unidades litológicas, organizadas por Basei (1985) conforme a Figura 2. A divisão se faz em função do tipo de magmatismo e da relação com eventos tectônicos.

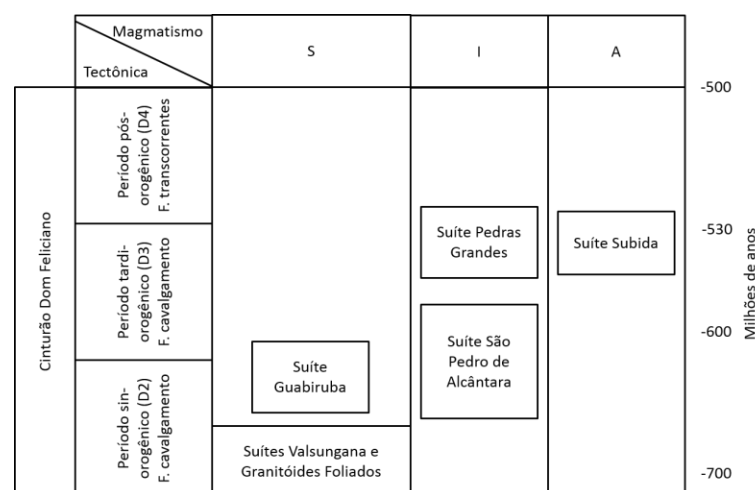


Figura 2: Quadro tectono-estratigráfico do magmatismo granitoide do Cinturão Dom Feliciano em Santa Catarina (BASEI, 1985)

Sobre os tipos de magmatismo, a classificação S, I e A refere-se à origem do magma envolvido no processo. Chappel e White (1974) atribuem as seguintes características a cada um desses magmas:

- Granitoides tipo “S” são típicos de terrenos suscetíveis a metamorfismo regional, onde ocorre derretimento parcial de metassedimentos, em nível supracrustal, com significativa presença de Al, ocorrência de biotita e muscovita, enquanto hornblendas são ausentes.
- Granitos tipo “I” formam-se em zonas de subducção em margem continental, desenvolvidos no derretimento de profundas rochas ígneas crustais, com alta concentração de Ca e Na e ricos em inclusões de hornblenda.
- Granitos tipo “A” têm origem não relacionada a processos orogênicos, típicos de crátons estáveis. São ricos em sílica, com altos teores de álcalis, Fe e Mg.

As elevações da região de Florianópolis estão inseridas no Domínio Interno, que distribui-se do litoral até a Zona de Cisalhamento Major Gercino, a qual representa importante zona de falhamento, e separa este do Domínio Intermediário. O Domínio Interno é caracterizado pela ocorrência regional de rochas granitoides foliadas, associadas a migmatitos, representando zonas profundas do Cinturão dom Feliciano (BASEI, 1985).

Dentre as suítes elencadas na Figura 2 de destaque ao presente trabalho é a denominada Pedras Grandes, conforme Schulz *et al.* (1970), Issler (1983) e Basei (1985), por ocorrer nas imediações da área de estudos.

Dentro da unidade Pedras Grandes, de idade Neoproterozoica, estão englobados os granitoides que ocorrem como grandes batólitos intrusivos no Complexo Granito-Migmatítico. A unidade Pedras Grandes é, conforme descrição de Basei (1985), constituída preferencialmente por granitos grosseiros a porfiroides com megacristais brancos a rosados, que são foliados e admitem grande variação faciológica com tipos cinza; inequigranulares com pontuações de máficos, até granitos róseos, isótipos. Os tipos predominantes são granitos e quartzo monzonitos, ocorrendo subordinadamente granodioritos. As texturas variam entre porfiroblásticas com megacristais de microclínio até típicas texturas granulares magmáticas. São observados xenólitos microgranulares de composição intermediária e frequentes concentrações decimétricas ricas em biotita.

Basei (1985) identificou cinco litotipos compondo a suíte Pedras Grandes, sendo que três deles dizem respeito a corpos graníticos, os quais são denominados Armação, São Miguel e

Tabuleiro. Na área de estudo desta tese aflora o granito São Miguel, de acordo com o mapa apresentado em Basei (1985).

Posteriormente, mapeamentos realizados pelo CPRM promoveram uma divisão destes corpos graníticos em uma quantidade maior de unidades litológicas. Essas intrusões têm sido individualizadas em função de características petrográficas específicas, suas relações de contato e forma e natureza dos xenólitos (corpos envoltos por outros materiais). Boa parte destas individualizações é mostrada no mapeamento apresentado em CPRM-GEOBANK (2014), correspondente às folhas Curitiba e Porto Alegre. Os diversos litotipos identificados nestes mapeamentos relativos ao Batólito Florianópolis são mostrados na Figura 3.

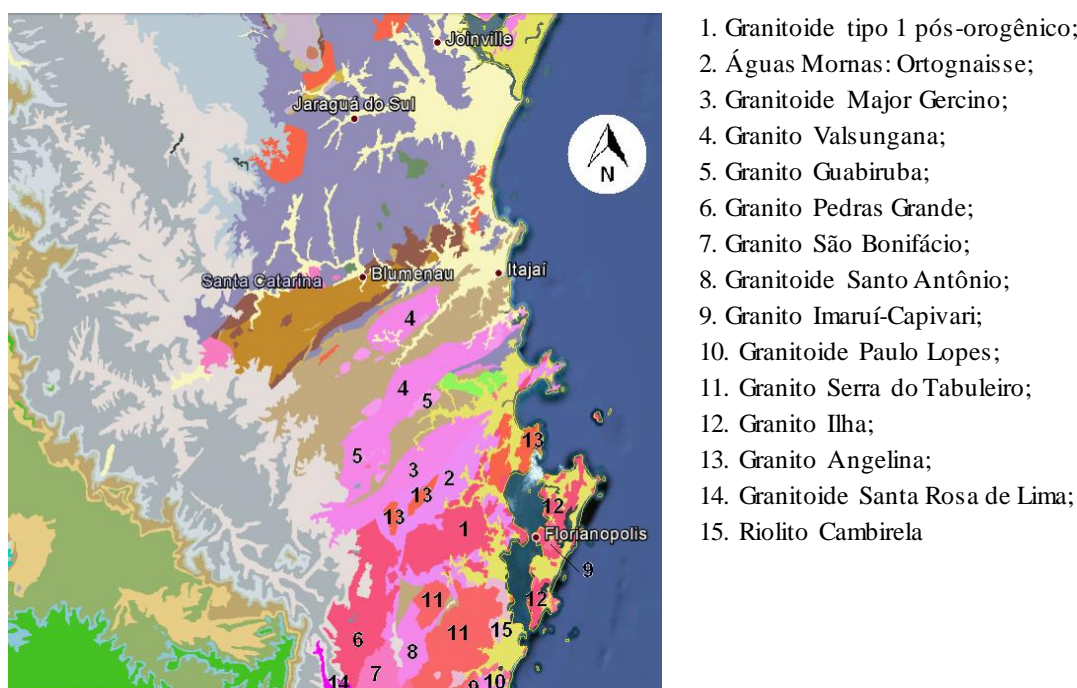


Figura 3. Granitoides da Região Metropolitana de Florianópolis (CPRM, 2014)

Segundo o mapeamento apresentado por CPRM (2014), a área de estudo desta tese encontra-se sobre a unidade denominada “Granitoides Tipo 1”. Esta unidade ocupa expressiva porção do território que compreende a Grande Florianópolis, e é composta por Granitos foliados, tipo I, calci-alcalinos de alto potássio, de natureza pós-orogênica, como já antecipado em Basei (1985). Outros granitoides da região que foram individualizados são descritos na Tabela 1.



Tabela 1: Litotipos recorrentes na porção Catarinense do Cinturão Dom Feliciano

Denominação	Coloração	Textura	Mineralogia	Outras características
Granito Santa Rosa de Lima	Cinza-escuro a cinza-róseo	Porfiroclástica e porfirítica	Granodiorito/Sienogranito, biotita e hornblenda	Foliações miloníticas
Granito Santo Antônio	Cinza	Porfirítica	Sienogranitos e monzogranitos, feldspato alcalino biotita	Recortado por uma foliação onde se observa orientação dimensional dos feldspatos e quartzos
Granito Paulo Lopes		Porfirítica	Monzogranitos, granodioritos sienograníticos (pontual), Feldspato alcalino, plagioclásio, quartzo, biotita e hornblenda, micas brancas e clorita	Submetida a processos de deformação dinâmica de média a baixa temperatura, acompanhada de alteração hidrotermal
Granito Imaruí-Capivari	Cinza a rosa	Porfirítica	Sienogranitos e monzogranitos, feldspato alcalino, biotita, micas brancas e clorita	Fenocristais de feldspato alcalino, às vezes grosseiramente alinhados em foliação descontínua, alteração hidrotermal
Granito Serra do Tabuleiro	Rosa	Média a grossa	Sienogranítica, feldspato alcalino, quartzo e plagioclásio, biotita	
Granito Pedras Grandes		Porfirítica	Biotitas-granitos a granodiorito	
Granito Ilha		Média a grossa	Monzogranitos a sienogranitos	
Granito São Bonifácio	Rosa	Grossos	Sienogranitos a monzogranitos, biotita	
Granito Major Gercino	Rosa a Cinza	Porfirítica	Granodiorito, quartzomonzonito	Bastante homogênea mesoscopicamente
Granitos Angelina (Suíte Valsungana)		Grossa a muito grossa	Feldspato, com microclínio, quartzo, plagioclásio, biotita e hornblenda, sericita	

Na Figura 4 são mostradas as principais unidades geológicas e traços tectônicos do Escudo Catarinense, sendo que os autores incluíram a suíte Pedras Grandes no grupo que engloba toda a diversidade de granitoides Neoproterozoicos presentes na região, relacionados ao Cinturão Dom Feliciano.

Além da diversidade de litotipos identificados, cabe destacar a ocorrência de importantes elementos estruturais nesta região, os quais estão relacionados à atividade tectônica ocorrida durante e após a formação dos corpos rochosos, já relatadas por Basei (1985), e ao Cinturão de Cisalhamento Sul Brasileiro, conforme Bitencourt *et al.* (2008).

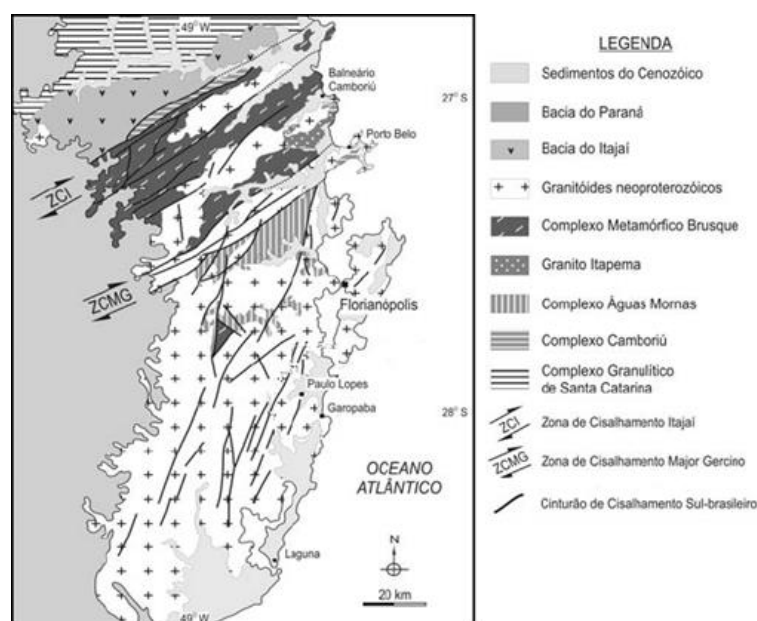


Figura 4: Unidades geológicas e traços tectônicos do Escudo Catarinense (modificado de BITENCOURT *et al.*, 2008)

O Cinturão de Cisalhamento Sul Brasileiro é uma grande descontinuidade crustal, Neoproterozoica, que esteve ativo entre 650 e 580 M.a. e compreende vários quilômetros de largura, congregando sob a forma de uma anastomose, zonas de cisalhamento de cinemática predominantemente transcorrente com direção predominantemente N-S e N-SE (BITENCOURT e NARDI, 2000). Dentre estas zonas de cisalhamento, cita-se a denominada Major Gercino, limite norte do Domínio Interno do Cinturão Dom Feliciano.

## 2.2. INTEMPERISMO DE ROCHAS GRANÍTICAS

### 2.2.1. Aspectos gerais do intemperismo

O granito é uma rocha ígnea plutônica cristalina que consiste essencialmente em quartzo e feldspatos em proporções entre 20% e 60% (KEMP, 2005). Os feldspatos podem ser do tipo potássico (ortoclásio) e sódico (plagioclásio). É típica também a ocorrência de mica muscovita e mica biotita. Além destes, podem ocorrer outros minerais em menores proporções como anfibólios e outros acessórios. A Figura 5 apresenta as relações proporcionais entre os minerais associados à formação de granitos, quando da solidificação da rocha em condição intrusiva. A composição química dos minerais comumente presentes em rochas graníticas é apresentada na Tabela 2.

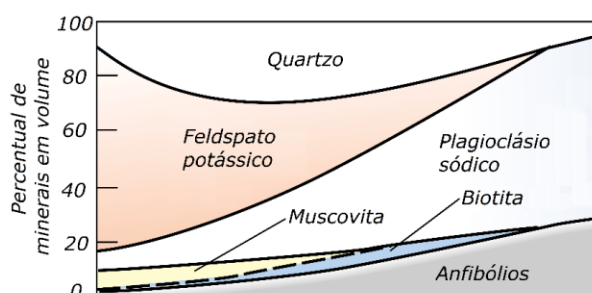


Figura 5: Composição mineralógica de rochas graníticas (modificado de THOMPSON e TURK, 1997)

Tabela 2: Composição química dos minerais formadores de rochas graníticas

Mineral	Formula Química
Quartzo	$\text{SiO}_2$
Feldspato potássico (ortoclásio)	$\text{KAlSi}_3\text{O}_8$
Plagioclásio	$(\text{Na}, \text{Ca}) (\text{Al}, \text{Si})_4\text{O}_8$
Muscovita	$\text{KA l}_2\text{AlSi}_3\text{O}_{10}(\text{OH})_8$
Biotita	$\text{K} (\text{Mg}, \text{Fe})_3 \text{AlSi}_3\text{O}_{10}(\text{OH})_2$
Anfibólio (hornblenda)	$\text{Ca}_2\text{Na}(\text{Mg}, \text{Fe})_4 (\text{Al}, \text{Fe}, \text{Ti}) (\text{Al}, \text{Si})_8 \text{O}_{22} (\text{O}, \text{OH})_2$
Olivina	$\text{Mg}_2\text{SiO}_4$

O intemperismo de solos e rochas é um processo destrutivo onde resíduos de vários tamanhos, composições e formas são gerados. A nova composição usualmente é mais estável que a antiga e envolve decréscimo da energia interna dos materiais (MITCHELL e SOGA, 2005). Quando submetidas ao intemperismo, as rochas sofrem desintegração física e química, o que implica tanto na destruição como na síntese de minerais (BRADY e WEIL, 2013), vindo a formar solos.

Saunders e Fookes (1970), Irfan (1994) e Zhao (1994) definem o intemperismo como o fenômeno de alteração de rochas e solos na superfície da Terra ou próxima dela, por processos físicos (mecânicos), químicos e biológicos, sob influência direta da hidrosfera e atmosfera.

Tendo em vista que os granitos são formados sob condições elevadas de pressão e temperatura, o intemperismo constitui-se um processo relacionado diretamente à estabilização dos minerais constituintes da rocha às novas condições a que foram expostos (DEARMAN *et al.*, 1978; IRFAN, 1994).

De acordo com Irfan (1994), o intemperismo ocorre em todos os tipos de ambientes climáticos, mas com diferentes intensidades. Segundo o autor o clima, a topografia, o tipo de rocha, as

condições de descontinuidade e estrutura do maciço, a água subterrânea, o tempo e a presença de organismos são os principais fatores a controlar a taxa e tipo de intemperismo.

Muito antes, Jenny (1941) *apud* Carroll (1970), definiu como variáveis que influenciam o processo de intemperismo e formação de solos: o clima, a rocha de origem, a atividade biológica, a topografia e o tempo (cronológico). De forma semelhante, de acordo com Saunders e Fookes (1970) e Zhao *et al.* (1994), os fatores que contribuem para a determinação do produto de intemperismo da rocha, sob o ponto de vista da engenharia são: as condições climáticas e geográficas, a composição do material de origem, a água subterrânea e o período ao longo do qual o intemperismo atua.

A água é o mais importante agente de intemperismo, de acordo com Irfan (1994), por afetar a iniciação das reações químicas. Para o autor, a temperatura do ambiente é importante no controle da velocidade com que ocorrem as reações.

Os processos de intemperismo atuantes sobre a rocha são mais intensos em áreas de clima tropical e subtropical, conforme destacam Cook e Newill (1988), Townsend (1985) e Fookes (1997). Ainda neste sentido, Wicander e Monroe (2014) e Irfan (1994) citam a maior efetividade do intemperismo químico nos trópicos que em locais de clima árido ou polar.

Raj (1985) afirma que o intemperismo químico é o processo predominante em granitos da Malásia, embora intemperismo físico também tenha sido observado. Townsend (1985) considera solos residuais como produto do intemperismo químico. No entanto, Dearman *et al.* (1978), defendem que o intemperismo físico é uma parte intrínseca ao intemperismo químico.

Irfan (1994) descreve diversos processos relacionados ao intemperismo físico, dentre os quais, de importância para a intemperização de granitos em condições subtropicais, podem ser citados, entre outros:

- a) Alívio de tensões por erosão, o que promove expansão vertical e abertura de fraturas existentes, bem como a abertura de novas fraturas;
- b) Cargas mecânicas causadas pelo impacto de gotas da chuva sobre a rocha;
- c) Cargas térmicas geradas pelo aquecimento da rocha por fluxo de água quente, bem como da exposição da rocha a ação do sol;
- d) Ciclos de secagem e umedecimento, que promovem expansão e contração, associados com a repetitiva absorção e perda de água pelas moléculas;
- e) Expansão dos poros e fissuras, causada pela cristalização de minerais que anteriormente encontravam-se em solução no interior destes vazios.

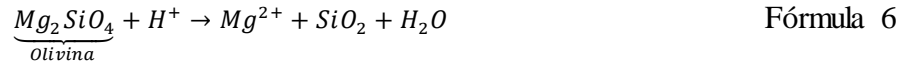
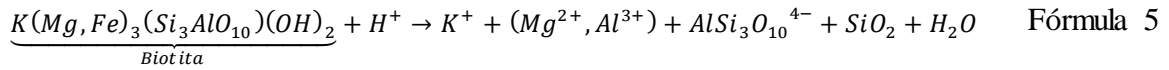
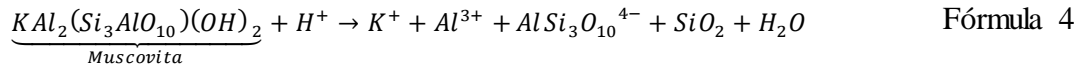
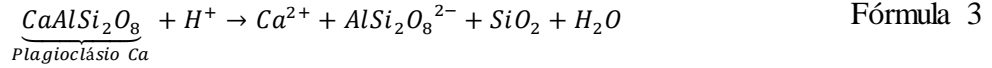
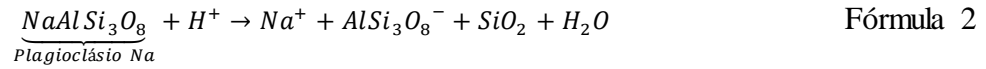
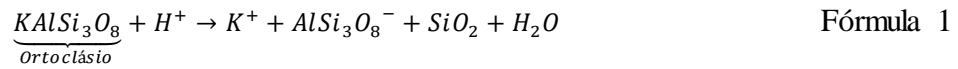
Dentre estes, pode-se verificar, em consonância com a ideia de Dearman *et al.* (1978), que diversos processos relacionados ao intemperismo físico são também intimamente ligados ao intemperismo químico. Pode-se citar o fluxo de água aquecida, a perda e retenção de água pelos minerais, bem como pela cristalização de minerais solubilizados, como fenômenos relacionados tanto ao intemperismo físico como químico.

Baynes e Dearman (1978) citam que o intemperismo aumenta significativamente a intensidade do microfraturamento de rochas graníticas do sudoeste da Inglaterra, o que se dá pela separação de grãos, expansão de biotitas e alívio de tensão em cristais de quartzo. De acordo com Irfan (1994), reportando o intemperismo em granitos de Hong Kong, significativo intemperismo físico pode ocorrer ao longo de períodos de tempo relativamente curtos, enquanto que os processos químicos requerem, em geral, períodos muito mais longos para que sejam perceptíveis.

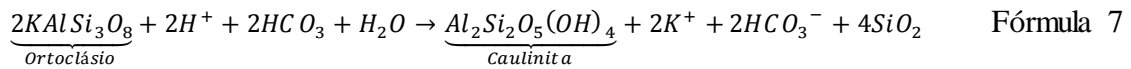
Sobre a ação do intemperismo físico Dixon (1969) relata a formação de microfraturas (0,01 a 0,05mm) não confinadas apenas ao contato entre grãos, mas também através de partículas de quartzo, sob a forma de fraturas e ao longo dos planos de clivagem em biotitas e feldspatos. A ocorrência de microfraturas é atribuída por Dearman *et al.* (1978) à combinação do alívio de tensões associado à remoção de carga e ao aumento de volume sofrido pelos feldspatos ao intemperizarem.

Os processos químicos relacionados ao intemperismo são, conforme Irfan (1994) e Brady e Weil (2013): a dissolução, a oxidação, a redução, a hidratação, a hidrólise, a lixiviação e as trocas catiônicas. Segundo Irfan (1994) os dois processos químicos mais importantes para o intemperismo de rochas graníticas em Hong Kong são a hidrólise e a dissolução, sendo que o principal reagente químico é a água.

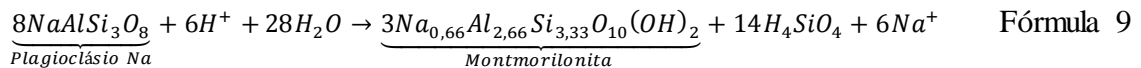
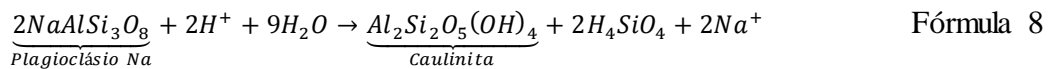
A hidrólise consiste na reação química entre os íons de hidrogênio ( $H^+$ ) e de hidroxila ( $OH^-$ ) da água e os íons de um mineral. Conforme Wicander e Monroe (2014), neste processo os íons de hidrogênio substituem os íons positivos nos minerais. Essa substituição muda a composição dos minerais pela liberação de substâncias solúveis e ferro. A hidrólise, segundo Irfan (1994), é o processo mais comum na degradação de minerais silicatados e alumino-silicatos para formação de argilas. Samalikova (1983) atribui à hidrólise papel fundamental na degradação de rochas cristalinas do Maciço Bohemio, na República Tcheca. O efeito da hidrólise nos diferentes minerais componentes de granitos resulta na liberação de cátions, e estes processos podem ser expressos de acordo com as Fórmula 1 a Fórmula 6, apresentadas por Zhao *et al.* (1994).



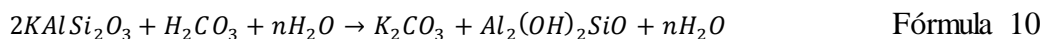
No caso dos granitos, cabe citar o processo de hidrólise atuante nos feldspatos potássicos (ortoclásio), descrito por Popp (2013), e que tem como resultado final a formação de argilominerais do tipo caulinita, bem como a liberação de sílica e íons de K (Fórmula 7).



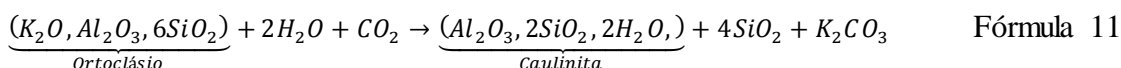
Irfan (1994) descreve as reações envolvidas na transformação de plagioclásios sódicos em argilominerais do tipo caulinita e montmorilonita, sendo o produto final dependente da concentração de íons de hidrogênio no processo, conforme mostrado nas Fórmula 8 e Fórmula 9.



O processo de dissolução se dá quando os minerais são atacados por ácido carbônico presente em águas ácidas. A dissolução é um processo que afeta não apenas rochas compostas por minerais solúveis, como os compostos por  $CaCO_3$  e  $NaCl$ , mas também rochas ricas em feldspatos (IRFAN, 1994). Popp (2013) relata que os feldspatos do tipo ortoclásio, por exemplo, em presença de ácido carbônico, formam carbonato de potássio e um argilomineral dependente do ambiente, de acordo com a Fórmula 10.



A hidratação consiste na adsorção de água por um mineral, ficando esta retida em seu retículo cristalino. Na hidratação os minerais expandem-se exercendo pressão, o que contribui com o processo de intemperização. Conforme Popp (2013), a hidratação promove a instabilidade de ortoclásios e a formação de caulinitas quando há a presença de gás carbônico (CO<sub>2</sub>), de acordo com a Fórmula 11, sendo a reação semelhante para os demais feldspatos



A oxidação ocorre quando o oxigênio reage com um elemento metálico para formar óxidos. Se houver presença de água são formados oxi-hidróxidos (IRFAN, 1994). O ferro, por exemplo, presente em biotitas, olivinas e anfíbolios, ao ser removido desses minerais torna-se livre para reagir com o oxigênio formando hematita ou, quando na presença de água, goethita. Wicander e Monroe (2014) descrevem a reação para formação de hematita (Fórmula 12).



Segundo Irfan (1994), a oxidação é um importante processo envolvido na intemperização de minerais ricos em ferro, como a biotita, nos granitos de Hong Kong.

O símbolo “↔” que aparece na Fórmula 12 mostra que a oxidação é um processo reversivo. Quando o fenômeno oposto à oxidação ocorre, o mesmo é chamado redução. Este envolve a liberação de oxigênio existentes em óxidos e oxi-hidróxidos, sobretudo em ambientes alagadiços, e principalmente por ação de bactérias anaeróbias (IRFAN, 1994).

Nos granitos de Hong Kong Irfan, (1994) relata que a oxidação resulta em materiais de cores vermelhas e amarelas, enquanto que a redução confere coloração cinza e verde aos materiais.

Os íons liberados nas diversas reações apresentadas migram por meio do processo de lixiviação, acumulando-se posteriormente ou sendo adsorvidos por argilas. Segundo Irfan (1994), Ca, Mg, Na e K são facilmente lixiviados pela água em movimento, enquanto que o Fe é menos móvel. O Si tem lixiviação bastante difícil ao passo que o Al é quase imóvel.

Ao mesmo tempo em que os minerais se decompõem quimicamente através de processos como dissolução, hidratação, hidrólise, lixiviação, oxidação, redução e outros, eles liberam materiais solúveis que servem, de acordo com Brady e Weil (2013), para sintetizar novos minerais. As substâncias dissolvidas podem se recombinar formando minerais secundários. As trocas catiônicas ocorrem quando há absorção de cátions em solução como Ca, H, K e Mg, pela superfície negativamente carregada de argilas.

A resistência ao intemperismo de cada mineral define a intensidade com que tais processos necessitarão agir para degradá-los. De acordo com Popp (2013) o intemperismo químico das rochas afeta principalmente silicatos, tais como feldspatos, micas e minerais ferromagnesianos. A série de Goldich representada na Figura 6 mostra os minerais tipicamente encontrados em granitos em ordem de estabilidade ao intemperismo.

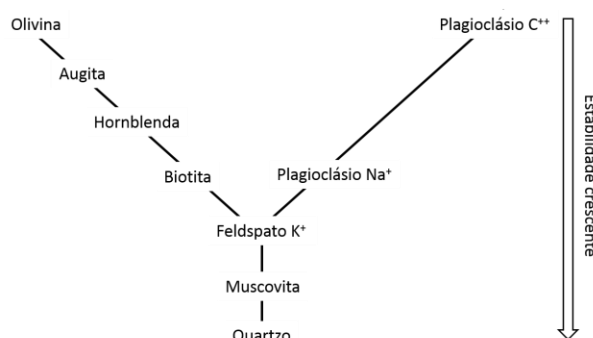


Figura 6: Série de Goldich (modificado de BOHN *et al.*, 2001)

Ainda sobre a resistência dos minerais, a Figura 7 apresenta minerais primários e secundários comumente encontrados em solos e rochas, organizados em função de sua resistência ao intemperismo. Assim, a partir do conhecimento da mineralogia das rochas, é possível estimar a susceptibilidade da mesma ao intemperismo.

Tal ordenamento está relacionado à susceptibilidade à remoção dos principais elementos químicos que compõem os minerais. Carroll (1970) ordenou estes elementos em ordem crescente de resistência à remobilidade, na seguinte ordem: Na, Ca, K, Mg, Si, Al, Fe.

A partir do exposto verifica-se que os feldspatos apresentam em suas composições elementos bastante suscetíveis às reações aqui descritas, o que possibilita relacionar a maior presença destes minerais a uma maior susceptibilidade ao intemperismo químico por parte das rochas que os contém.




Minerais primários	Minerais secundários	
	Gipsita ( $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ )	Menos resistentes
	Calcita ( $\text{CaCO}_3$ )	
	Dolomita ( $\text{CaCO}_3, \text{MgCO}_3$ )	
Olivina ( $\text{Mg}, \text{FeSiO}_4$ )		
Anortita ( $\text{CaAl}_2\text{Si}_2\text{O}_8$ )		
Augita ( $\text{Ca}_2(\text{Al}, \text{Fe})_4(\text{Mg}, \text{Fe})_4\text{Si}_6\text{O}_{24}$ )		
Hornblenda ( $\text{Ca}_2\text{Al}_2\text{Mg}_2\text{Fe}_3\text{Si}_6\text{O}_{22}(\text{OH})_2$ )		
Albita ( $\text{NaAlSi}_3\text{O}_8$ )		
Biotita ( $\text{K}(\text{Mg}, \text{Fe})_3\text{Si}_3\text{O}_{10}(\text{OH})_2$ )		
Ortoclásio ( $\text{KAlSi}_3\text{O}_8$ )		
Microclina ( $\text{KAlSi}_3\text{O}_8$ )		
Muscovita ( $[(\text{KAlSi}_3\text{O}_{10}(\text{OH})_2)]$ )		
	Argilominerais (aluminossilicatos)	
Quartzo ( $\text{SiO}_2$ )		
	Gibbsita ( $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{H}_2\text{O}$ )	
	Hematita ( $\text{Fe}_2\text{O}_3$ )	
	Goetita ( $\text{FeOOH}$ )	
		Mais resistentes

Figura 7: Minerais em ordem de intemperismo (modificado de BRADY e WEIL, 2013)

Nesbitt e Young (1989) afirmam que a degradação dos feldspatos e concomitante formação de argilominerais é o processo dominante durante o intemperismo químico das camadas mais superiores do terreno, ocorrendo remoção de Ca, Na e K dos cristais de feldspatos, aumentando a proporção de alumina e álcalis no produto do intemperismo. Conforme Carroll (1970) a remoção dos cátions supracitados dá origem a uma solução alcalina.

Do ponto de vista mecânico, minerais com boa clivagem, como biotitas e feldspatos, são particularmente susceptíveis ao fraturamento, o que leva à redução do tamanho das partículas e aumento da área superficial (IRFAN, 1994). Baynes *et al.* (1978) também fazem referência ao papel principal dos feldspatos no processo de intemperismo de granitos do sudoeste da Inglaterra.

O quartzo e a muscovita são, dentre os minerais frequentemente presentes em granitos, os mais estáveis, seguidos pelos álcali-feldspatos e biotitas. Os plagioclásios são os menos resistentes, e é por eles que o processo de decomposição da rocha se inicia já precocemente, provavelmente acompanhado de alterações de biotitas (IRFAN, 1994).

A elevada resistência da muscovita ao intemperismo é reportada por Gupta e Rao (2000) em granitos indianos. A maior susceptibilidade dos plagioclásios ao intemperismo, dentre os diversos feldspatos, é também relatada por Viana da Fonseca *et al.* (2006) em granitos de Portugal. Tal condição é expressa pela perda de CaO e Na<sub>2</sub>O, assim como de elementos

incompatíveis como Ba e Sr, presentes na estrutura do plagioclásio. Em contraste, no caso de granitos do sudoeste inglês, os ortoclásios são decompostos antes dos plagioclásios (IRFAN e DEARMAN, 1978).

Segundo Mitchell e Soga (2005), rochas graníticas intemperizam, em geral, de acordo com a série de reação de Bowen, a qual postula que a biotita decompõe-se primeiramente, seguida pelo plagioclásio, havendo posteriormente a decomposição dos ortoclásios. Nesse processo o quartzo mantém-se inalterado.

Durante o intemperismo o potássio pode ser: (i) absorvido por argilominerais após ter sido removido dos feldspatos e micas da rocha de origem, ou, (ii) sofrer lixiviação após ser dissolvido de argilominerais e outros materiais. Até certo ponto o cálcio e o magnésio se comportam de forma similar ao potássio, mas estes são lixiviados em estágios muito mais precoces. Em estágios tardios o Ca e Mg podem sofrer acumulação para formação de carbonatos (GUAN *et al.*, 2001).

Ao avaliar o processo de evolução de granitoides do Vale de Aburrá, no norte da Colômbia, Aristizábal *et al.* (2005) identificaram que durante a intemperização dos óxidos, desde a rocha de origem até a formação dos solos residuais, há a tendência de enriquecimento em  $\text{Al}_2\text{O}_3$ ,  $\text{Fe}_2\text{O}_3$  e  $\text{TiO}_2$ , enquanto ocorre depleção de  $\text{CaO}$ ,  $\text{Na}_2\text{O}$ ,  $\text{K}_2\text{O}$ ,  $\text{SiO}_2$ ,  $\text{MgO}$  e  $\text{MnO}$ . Do ponto de vista mineralógico, estas mudanças químicas refletem-se na formação de minerais secundários (argilominerais), predominantemente caulinita e haloisita. Conforme Irfan (1994), diversos argilominerais podem ser formados a partir de cada mineral, dependendo do ambiente de intemperismo. Os feldspatos geralmente formam argilominerais do tipo caulinita e haloisita, mas podem formar também micas secundárias, chamadas sericitas.

Nesse sentido Carroll (1970) explica que a formação de argilominerais depende da intensidade do intemperismo e lixiviação. Sob prolongada lixiviação tem-se simplificação dos tipos de argilominerais formados. Zhao *et al.* (1994) afirmam que diferentes argilominerais somente podem se desenvolver se os cátions essenciais à formação do mineral encontram-se presentes no “microambiente”. De forma geral, se apenas uma pequena quantidade de cátions é retirada do sistema (por lixiviação), argilominerais ricos em cátions como montmorilonita e illitas são formados, enquanto que intenso fluxo ou contínuo intemperismo resultam na formação de caulinita e gipsita (CARROLL, 1970; BAYNES e DEARMAN, 1978; IRFAN, 1994; SAUNDERS e FOOKES, 1970; TOWNSEND, 1985). Reading (1991), estudando rochas vulcânicas da América Central, reporta unívoca relação entre os tipos de argilominerais

formados durante o intemperismo e os fatores climáticos, enfatizando a influência da lixiviação no processo de intemperismo.

Conforme Mitchell e Sitar (1982), sob condições de chuvas abundantes, altas temperaturas, boas condições de drenagem e rochas *matter* de natureza cristalina, os feldspatos intemperizam para formar caulinitas e óxidos hidratados de Fe e Al, enquanto micas e quartzo permanecem estáveis. Com a continuidade do processo a quantidade de caulinita diminui, sendo formados novos óxidos hidratados de Fe e Al, goethita e gipsita. Por fim são formados hematita,  $\text{Fe}_2\text{O}_3$  e  $\text{Al}_2\text{O}_3$ .

Gamon (1983) atribui à textura das rochas papel relevante no que tange à velocidade com que ocorre o intemperismo e profundidade atingida pelo processo em regiões tropicais úmidas. Segundo aquele autor, rochas com textura fanerítica (grosseira) intemperizam mais rapidamente, formando perfis de alteração mais espessos que rochas de textura afanítica (fina).

### 2.2.2. Intemperismo em zonas de descontinuidade

O intemperismo, em qualquer tipo de rocha, é usualmente mais intenso e produz perfis de alteração mais espessos em zonas de falha e em rochas onde há maior densidade de juntas (CARROLL, 1970), DEARMAN *et al.*, 1978; BAYNES *et al.*, 1978; GERBER e SCHEIDEGGER, 1969). Baynes *et al.* (1978) atribuem esta condição ao fato de que: (i) áreas com maior densidade de juntas são mais permeáveis se estas estiverem abertas e; (ii) existe inerente fragilidade da rocha nestas áreas, favorecendo a formação de uma maior quantidade de descontinuidades. Sobre a sanidade da rocha em zonas de descontinuidade, Irfan (1994) relata que a catáclase e o cisalhamento são importantes no processo de intemperismo.

Wibberley (1999), Dobereiner *et al.* (1993) e Regmi *et al.* (2013) também atribuem ao acesso mais facilitado da água o desenvolvimento de perfis de alteração mais proeminentes em zonas de falha. Já Dearman *et al.* (1978) relacionam o desenvolvimento de perfis de intemperismo mais espessos à fragilidade dos materiais. Nesse sentido, de acordo com Lumb (1983), os granitos são extremamente suscetíveis ao intemperismo químico por causa da abundância de micro fissuras e pequenas trincas. Juntas abertas próximas à superfície atuam como canais de coleta para a água superficial, que posteriormente penetra ao longo de juntas e outras fraturas existentes no interior da rocha. Segundo Saunders e Fookes (1970), o intemperismo tem início ao longo de planos de fraturas, que primeiramente se tornam revestidos por minerais

secundários formados da degradação dos minerais menos estáveis da rocha mãe. Posteriormente estes planos acabam por dividir a rocha, formando blocos.

Aristizábal *et al.* (2005) relatam que em granitos da Colômbia o contato entre a rocha alterada e o solo residual é irregular, sendo fortemente controlado pelo movimento da água subterrânea e pelo conjunto de descontinuidades. Em gnaisses do Rio de Janeiro, Marques *et al.* (2010) também relatam claro controle estrutural sobre o processo de intemperismo, sendo possível observar transições verticais e horizontais entre solo e rocha.

Raj (1985) salienta que, ao longo de grandes juntas ou falhas, os materiais podem não se apresentar homogêneos, o que ocorre não por conta de variações na composição mineralógica, mas por alteração hidrotermal sofrida por partículas de plagioclásio e biotita.

No processo de evolução das rochas as alterações hidrotermais são tratadas como um processo à parte, muitas vezes desvinculado do fenômeno de intemperismo, embora ocorram concomitantemente. O intemperismo em zonas de descontinuidades pode ser acompanhado por processos hidrotermais, como relatado por Kuva *et al.* (2012) na Finlândia, Regmi *et al.* (2013) no Nepal, e Irfan (1998, 1994, 1988, 1985), em maciços graníticos de Hong Kong, por exemplo.

O processo de alteração hidrotermal (metasomatismo) é um agente metamórfico (de baixo grau) e de intenso intemperismo que ocorre quando água quente e íons dissolvidos na água (Na, Ca, Mg, principalmente) reagem com a rocha para modificar sua composição química e mineralógica (THOMPSON e TURK, 1997).

De acordo com Irfan (1994) e Irfan e Woods (1988) a alteração hidrotermal consiste na decomposição de minerais por ação de soluções aquosas aquecidas, liberadas ao longo de zonas de descontinuidade, sendo um importante processo na alteração de alguns granitos e rochas vizinhas. Ainda segundo os autores, os efeitos da alteração hidrotermal e do intemperismo químico são similares, mas as alterações hidrotermais atingem profundidades consideravelmente maiores que o intemperismo químico. Irfan e Woods (1988) afirmam ser difícil a distinção do produto final resultante do intemperismo químico ou alteração hidrotermal, exceto onde a atividade hidrotermal conduz à formação de associações minerais específicas. Por outro lado, Dearman *et al.* (1978) afirmam que os efeitos dos dois processos podem ser distinguidos pelo tipo de controle estrutural e natureza do solo, identificadas em campo e em laboratório.

Conforme Dearman *et al.* (1978) a alteração hidrotermal é um importante mecanismo relacionado ao intemperismo químico, e reconhecem que os produtos resultantes podem ser

muito similares àqueles desenvolvidos sob intemperismo químico sem ação hidrotermal. Segundo Dejou (1977) *apud* Dobereiner *et al.* (1993), em condições de hidrotermalismo o processo químico de destaque é a hidrólise, que pode ter efeito duplicado ou triplicado a cada aumento de 10°C na temperatura. Esta ação da temperatura explica também a maior intensidade do intemperismo químico em áreas de clima tropical ou subtropical.

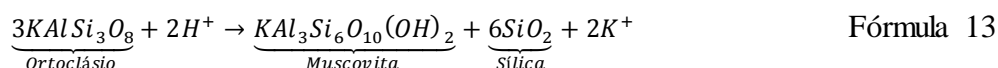
Em áreas de intensa alteração hidrotermal, a estrutura e textura da rocha podem ser completamente destruídas, sendo a identificação da rocha de origem dificultada (IRFAN, 1994).

No caso de granitos da Inglaterra, Baynes *et al.* (1978) relatam que o intemperismo químico atua em sentido descendente, enquanto que alterações hidrotermais se manifestam internamente no maciço. Irfan (1994), por outro lado, não considera que o modo de distribuição possa ser utilizado como forma de diferenciar os processos.

Irfan e Woods (1988) reportam que em Hong Kong os efeitos de atividades hidrotermais podem estar confinados a certas direções de descontinuidades já existentes, e são normalmente associados a veios de caulinita, caulinita-quartzo ou outros minerais.

Sobre a presença de caulinitas em áreas suscetíveis a processos hidrotermais, Thompson e Turk (1997) esclarecem que o mesmo ocorre pois o alumínio e silício são muito resistentes à dissolução e não são removidos pelo fluxo de água, combinando-se então com oxigênio e água para formar caulinita. Irfan (1994) sugere que processos hidrotermais podem produzir caulinitas através da alteração de feldspatos via um mineral micáceo intermediário.

A atividade hidrotermal pode promover também o desenvolvimento de muscovitas a partir de feldspatos, como reportado por Wibberley (1999) e Regmi *et al.* (2013), o que é um processo típico de zonas de falhas em granitos conforme Evans e Chester (1995) e Wintsch *et al.* (1995). A reação de transformação de ortoclásios em muscovitas é mostrada na Fórmula 13, requerendo um fluido ácido para que a muscovitização ocorra, conforme Wibberley (1999).



A ocorrência deste processo tem sido documentada tanto em embasamentos cristalinos como em zonas cataclásticas (JANECKE e EVANS, 1988) e zonas de cisalhamento miloníticas (KNIPE e WINTSCH, 1985 *apud* WIBBERLEY, 1999). Ainda segundo Wibberley (1999) o

processo de muscovitização correlaciona-se com a ocorrência de deformações: as deformações aceleram a muscovitização ao passo que o acúmulo desse mineral torna a rocha mais susceptível a novas deformações.

O processo de muscovitização é também denominado sericitização, ou formação de sericitas, como citam Wibberley (1999) e Raj (1985), sendo que este último relaciona tal transformação também à atividade hidrotermal. Kuva *et al.* (2012) reportam que as fraturas no maciço Finlandês de Olkiluoto são dominadas por argilas de origem hidrotermal e calcitas.

Espessos perfis de intemperismo condicionados à presença de falhas geológicas foram relatados por Regmi *et al.* (2013) em diversas rochas no Nepal e por Jaboyedoff (2004) nos Alpes Suíços.

Em Hong Kong as discontinuidades geológicas não estão relacionadas necessariamente a espessos perfis de solo, mas ao desenvolvimento, em ambiente hidrotermal, de camadas delgadas de materiais que se tornam muito alterados ao longo de tais discontinuidades (IRFAN, 1998).

Tanto os espessos perfis de solo, quanto as camadas onde acumulam-se materiais muito alterados, fazem com que se estabeleça forte correlação entre zonas de discontinuidade geológica e instabilidades de encosta, fato destacado por Regmi *et al.* (2013), Irfan (1994) e Irfan e Woods (1988), o que será discutido posteriormente neste trabalho.

### 2.2.3. Índices para quantificar o nível de intemperismo

Nesta seção são revisadas algumas das diversas propostas apresentadas na literatura para o estabelecimento de índices que possibilitem quantificar o intemperismo. Tais informações possibilitam comparar o estágio de intemperismo em que se encontra um solo ou rocha alterada com relação à rocha ígnea em estado são. Estes índices baseiam-se na ideia exposta em Haskins (2006) de que o grau de intemperismo pode ser mensurado quantitativamente de acordo com as mudanças químicas e mineralógicas sofridas pela rocha.

A função destes índices é, essencialmente, quantificar o grau de depleção dos componentes móveis em relação aos componentes imóveis durante o intemperismo (HARNOIS, 1988).

A aplicação destes índices requer, segundo Haskins (2006), a observação dos seguintes fatores:

- Somente os elementos que têm comportamento geoquímico consistente durante o intemperismo devem ser utilizados;
- Os índices devem ser independentes do grau de oxidação do material intemperizado;

- Somente os elementos químicos comumente reportados em análises devem ser utilizados;
- Os índices devem ter utilização relativamente fácil e aplicação simples.

Na Tabela 3 são apresentados alguns dos índices utilizados na quantificação do grau de intemperismo.

Além das proposições apresentadas cabe citar o parâmetro “ $X_d$ ” de Lumb (1962), mostrado na Fórmula 14.

$$X_d = \frac{(Nq - Nqo)}{(1 - Nqo)} \quad \text{Fórmula 14}$$

Onde  $Nq$  é a razão entre os percentuais em massa de quartzo e quartzo mais feldspato no solo, e  $Nqo$  é a razão entre os percentuais em massa de quartzo e quartzo mais feldspato na rocha sã. No entanto, o emprego da técnica necessita a separação manual de grãos em microscópio, procedimento que torna trabalhosa a aplicação do método.

Cita-se também o critério proposto por Sueoka *et al.* (1985), que consiste em quantificar o grau de intemperização por meio da Perda ao Fogo (LI), que se refere à quantidade de água ( $H_2O^+$ ) perdida quando o material é submetido a altas temperaturas ( $>105^\circ C$ ).

Tabela 3: Índices para quantificação do grau de intemperismo

Proposição	Fórmula	Observações	Referência
Índice de potencial de intemperismo	$WPI = \frac{100 \cdot (K_2O + Na_2O + CaO + MgO - H_2O^+)}{SiO_2 + Al_2O_3 + Fe_2O_3 + TiO_2 + CaO + MgO + Na_2O + K_2O}$	Dados em mols de cada composto.	Reiche (1943)
Índice de produto do intemperismo	$PI = \frac{100 \cdot SiO_2}{SiO_2 + TiO_2 + Al_2O_3 + Fe_2O_3}$	Dados em mols de cada composto.	Ruxton (1968)
Razão sílica-alumina	$SA = \frac{SiO_2}{Al_2O_3}$	Dados em mols de cada composto.	Ruxton (1968)
Razão Alumina-óxido de sódio/potássio	$AKN = \frac{Al_2O_3}{Na_2O + K_2O}$	Percentual em massa dos compostos.	Ruxton (1968)
Índice micropetrográfico	$IP = \frac{\%(\text{quartzo} + \text{feldsp}_{\text{inalterado}} + \% \text{biotita}_{\text{inalterado}})}{\%(\text{minerais alterados} + \text{vazios} + \text{microfissuras})}$	Percentuais modais dos constituintes alterados e não alterados, vazios e microfissuras em lâminas delgadas.	Irfan e Dearman (1978), Irfan (1988)
Índice de Intemperismo	$WI = \left[ \frac{\%Na}{0,35} + \frac{\%Mg}{0,9} + \frac{\%K}{0,25} + \frac{\%Ca}{0,7} \right]$	Percentuais atômicos dos elementos.	Parker (1970) Radwan (1988)
Índice de Lixiviação	$\beta = \frac{\left[ \frac{Na_2O + K_2O}{Al_2O_3} \right] (intemp)}{\left[ \frac{Na_2O + K_2O}{Al_2O_3} \right] + \frac{CaO}{MgO} (rocha\ sã)}$	Percentuais dos compostos presentes no material são e intemperizado.	Rocha e Filho <i>et al.</i> (1985).
Razão alumina-cálcio/sódio	$ACN = \frac{Al_2O_3}{Al_2O_3 + Na_2O + CaO}$	Percentual em massa dos compostos.	Harnois e Moore (1988) <i>apud</i> Irfan (1994)
Índice de Intemperismo Químico	$CWI = \frac{Al_2O_3 + Fe_2O_3 + TiO_2 + H_2O(\pm)}{\text{Todos os componentes químicos}} \cdot 100$	Dados em mols de cada composto.	Sueoka (1988)
Índice de Alteração Química	$CIA = \frac{Al_2O_3}{Al_2O_3 + Na_2O + CaO + K_2O}$	Dados em mols de cada composto.	Nesbitt e Young (1989),
Índice de Mobilidade	$I_{MOB} = \left[ \frac{(K_2O + Na_2O + CaO)_s - (K_2O + Na_2O + CaO)_w}{(K_2O + Na_2O + CaO)_s} \right]$	Dados em quantidade de mols dos compostos no material alterado (w subscrito) e na rocha sã (s subscrito).	Irfan (1994)



Sobre o índice WPI, citado na Tabela 3, cabe destacar que na literatura são encontradas diversas variações da mesma, devendo-se atentar para tal ao se comparar resultados obtidos por esse índice por diferentes autores.

Sueoka (1988) exemplifica a aplicação do índice CWI em perfis de alteração de granitos do Japão, Austrália e Nigéria. Referência ao emprego do índice em granitos e solos residuais de granito é também o trabalho de Son e Chang (2009).

Haskins (2006) apresenta a aplicação dos índices Xd, WPI, PI, WI, LOI, CIA e I<sub>MOB</sub> a solos residuais saprolíticos de granito da África do Sul, relacionando estes com o peso específico seco do material. De acordo com o autor, para o solo estudado todos esses índices mostraram-se aplicáveis à definição do grau de intemperismo, quando se compara o resultado da classificação com o estado das amostras utilizadas e condições de ocorrência.

### 2.3. SOLOS RESIDUAIS

Existe ampla divergência acerca da nomenclatura empregada e características que possibilitam a classificação de um solo como residual. Além disso, pode-se verificar na literatura certa confusão no emprego dos termos “solo residual”, “solo tropical”, “solo laterítico” e “solo saprolítico”. Esta seção concentra-se inicialmente sobre esta questão, e posteriormente avança sobre a revisão de outros conceitos importantes ao estudo de solos residuais, como a formação de perfis de intemperismo, estrutura e cimentação e efeitos do intemperismo no comportamento geomecânico.

Segundo Fookes (1997), solo residual é o produto do intemperismo atuante sobre a rocha que mantém-se no local em que foi originado. Quando o solo preserva aspectos texturais, micro e macroestruturais, bem como mineralógicos, herdados da rocha de origem ele é denominado saprólito ou solo saprolítico. Semelhante definição é empregada por Carroll (1970), embora este não cite as feições reliquias da rocha de origem como condição à caracterização de um saprólito.

Solos residuais diferem de solos sedimentares ao se formarem no local como resposta às condições relativas ao material de origem, clima, topografia e drenagem, podendo reter elementos estruturais da rocha de origem (MITCHELL e SOGA, 2005).

Nogami (1985) afirma que solos saprolíticos originam-se pela decomposição ou desagregação *in situ* da rocha. Para a confirmação da natureza saprolítica do solo é necessária a identificação

da rocha matriz nas feições herdadas ou reliquias presentes no solo, através do exame da macroestrutura e constituição mineralógica. Ainda segundo o autor, se estas feições não forem devidamente apreciadas em dado material, dar a ele o nome de solo saprolítico poderá ser um erro, levando a considerar-se residual um solo sem rocha matriz.

Em áreas de clima quente as reações químicas intensas fazem com que os solos residuais desenvolvam características peculiares e perfis de solos, muitas vezes, de grande espessura. Solos desenvolvidos nestas condições, na qual se inclui o Brasil, são adjetivados como solos residuais tropicais (FOOKES, 1997).

Em áreas de clima tropical úmido, o calor e a abundância de chuvas aceleram o processo de intemperismo. Nestas condições ocorre rápida degradação dos feldspatos e minerais ferro-magnesianos, remoção de sílica e bases ( $\text{Na}_2\text{O}$ ,  $\text{K}_2\text{O}$ ,  $\text{CaO}$  e  $\text{MgO}$ ) e há formação de sesquióxidos de Fe e Al. Este conjunto de processos é denominado lateritização e é responsável pela formação de lateritas e solos residuais com comportamento laterítico (MITCHELL e SITAR, 1982; GIDIGASU, 1972; TOWNSED, 1985; ARISTIZÁBAL *et al.*, 2005; MITCHELL e SOGA, 2005).

Existe ampla discussão sobre o significado do termo “solo laterítico”, vide explicações fornecidas em Gidigasú (1974), Cozzolino e Nogami (1993), Nogami (1985) e Fookes (1997), entre outros. Carroll (1970) e Nogami (1985) definem solo laterítico como sendo aquele resultante da atuação de processos pedológicos, em condições bem drenadas (alta lixiviação) em clima tropical úmido.

Segundo Cozzolino e Nogami (1993) solos lateríticos constituem a camada mais superficial de áreas bem drenadas, com colorações entre vermelho e amarelo (resultado da presença de Fe), com espessuras entre 2 e 10 m. Do ponto de vista mineralógico caracterizam-se pela presença de partículas muito resistentes na fração areia e quantidade significativa de óxidos de Fe e Al na fração argila, com predominância de caulinitas. Estruturalmente, os grãos mais finos estão agregados, formando uma massa de aspecto esponjoso. Nessas condições distingue-se o grande volume de vazios, mas não os grãos individuais, e a presença de torrões que podem ser bastante resistentes à ação da água.

Collins (1985) atribui a textura porosa e formada por partículas aglomeradas aos sesquióxidos de Fe e Al desenvolvidos no processo de lateritização, os quais revestem a superfície dos minerais, cimentando uns aos outros.

Sobre a diferenciação entre solos residuais lateríticos e saprolíticos, cabe a distinção feita por Nogami (1985), apresentada na Tabela 4.

Tabela 4: Características de solos lateríticos e saprolíticos (adaptado de NOGAMI, 1985).

	Solo laterítico	Solo saprolítico
Ocorrência	Ocupam a parte mais superficial, constituindo horizontes A e B, em camadas de 1 m a vários metros. As camadas acompanham aproximadamente a superfície do terreno.	Encontram-se subjacentes a uma camada de outro tipo genético (laterítico, orgânico ou transportado). A espessura varia de centímetros a dezenas de metros. As camadas podem se afastar consideravelmente da superfície topográfica. Os limites podem ser tanto graduais como bruscos.
Condição hidrológica	Condições de drenagem inerentemente muito boas, de maneira que só de forma excepcional podem conter nível d'água suspenso.	É comum encontrar o lençol freático suspenso ou confinado.
Cor	Nítida contribuição dos matizes vermelho e amarelo.	Manchas e mosqueamentos com feições herdadas da rocha ou desenvolvidas no intemperismo. Cores diversas.
Macroestrutura	É aparentemente homogênea e isotrópica, sendo que as variedades argilosas exibem aglomeração, formando concreções resistentes mesmo se imersas em água. Nas variedades arenosas percebem-se vazios intergranulares. Por tal, têm sido considerados solos porosos.	Predominante heterogeneidade e anisotropia. Grande parte destas feições relacionam-se com a estrutura da rocha matriz, sendo então considerada macroestrutura reliquiar ou herdada. Muitas feições desenvolvem-se no processo de intemperismo.
Microestrutura e mineralogia	Presença de reduzido número de minerais resistentes ou estáveis ao intemperismo tropical. A fração areia é predominantemente quartzosa. Frequentemente na fração areia e pedregulho podem ocorrer concreções ferruginosas ou aluminosas conhecidas como lateritas. A fração argila é constituída de argilominerais do tipo caulinita e óxidos hidratados de Al e Fe. Estes óxidos envolvem os argilominerais, resultando em uma microestrutura esponjosa.	Tem constituição mineralógica muito variada, podendo ser simples ou extremamente complexa, dependendo da rocha matriz e grau de intemperização. Esta condição se dá em todas as frações granulométricas. Na fração areia podem ocorrer minerais não estáveis ao intemperismo tropical, como mica e feldspato, e na fração argila minerais expansivos como montomorilonita e illita. Estes minerais ocorrem sob a forma de cristais isolados ou pacotes de cristais isolados. A fração silte pode ter composição muito variada, destacando-se argilominerais do tipo caulinita, micas, quartzo, entre outros.

Conforme Nogami (1985), algumas camadas de solo podem ter comportamento tipicamente laterítico, apesar de não pertencer a um perfil pedológico laterítico. Portanto, de forma a contribuir com a discussão, no entendimento do autor o termo laterita é indevidamente empregado quando para descrever solos tropicais em geral. Também é indevido quando aplicado a materiais que exibem apenas comportamento laterítico, preservando características

da rocha de origem, como os solos lateríticos estudados por Adeyemi (1995) e Mesida (1987), na África. Esses autores discutem a existência de características da rocha de origem preservadas em massas de laterita.

Nesse sentido Carroll (1970) menciona que existem outros estágios além daquele de plena lateritização no processo de formação de lateritas, já que tal fenômeno é gradual e envolve a lixiviação de sílica e acumulação de Al e Fe. Os solos do tipo podzólico (ou atualmente argissolos) são, segundo aquele autor, exemplo de materiais em fase de lateritização mas que não constituem-se lateritas de fato.

Assim, deve-se fazer distinção entre lateritas e solos residuais com comportamento laterítico. Lateritas são solos ricos em ferro, concrecionados, que não tem qualquer relação genética com o material subjacente (COZZOLINO e NOGAMI, 1993), ou que por estarem muito intemperizados não preservam aspectos composicionais e estruturais da rocha de origem. Solos residuais com comportamento laterítico exibem apenas parte das características observadas nas lateritas, normalmente aquelas relacionadas à estruturação, e que impactam no comportamento mecânico.

Conforme Mitchell e Soga (2005) e Nogami (1985) o intemperismo *in situ*, por ser, em geral, mais intenso na superfície, leva à formação de uma sequência de horizontes com espessuras variáveis na massa de solo.

Os horizontes são distinguíveis porque apresentam diferentes graus de desagregação da rocha de origem, variáveis quantidades de matéria orgânica, tipos e quantidades distintos de minerais secundários e condições específicas de pH e granulometria (MITCHELL e SOGA, 2005).

Nesse sentido, diversos autores propuseram metodologias para classificar e descrever o material resultante dos processos de intemperismo. A maior parte destas propostas faz esta distinção sob a forma de horizontes ou camadas, que congregam materiais semelhantes do ponto de vista mineralógico, textural ou de comportamento geotécnico. Isto porque os efeitos do intemperismo, sobretudo químico, se manifestam mais intensamente na superfície e abrandam-se a maiores profundidades, salvaguardadas as exceções.

Acerca destas metodologias são exemplos os trabalhos de Wesley (1988), Irfan e Dearman (1978), Fookes *et al.* (1971), Dearman *et al.* (1978), Heidari *et al.* (2013), Dearman e Irfan (1978), Deere e Patton (1971), Little (1969), Ruxton e Berry (1957), Saunders e Fookes (1970), IAEG (1981) e GCO (1988), sendo que a maioria destas propostas originou-se no estudo de solos residuais de granito. No Brasil, Davison Dias (1987) considera esta divisão de horizontes

coincidente com os horizontes pedológicos. Gamon (1983) apresenta uma análise crítica sobre algumas destas proposições quando aplicadas a rochas alteradas e solos de Hong Kong.

De forma geral, todas as proposições anteriormente citadas baseiam-se em um perfil típico de alteração como o mostrado na Figura 8, proposto por Little (1969), havendo apenas variações quanto à nomenclatura e aos critérios para divisão. A rocha sã apresenta Grau I de intemperismo, enquanto o solo residual apresenta graus que variam de V a VI.

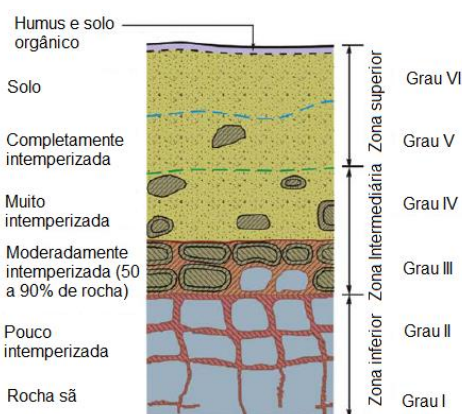


Figura 8: Classificação dos horizontes de solos residuais (modificado de LITTLE, 1969).

Segundo Dearman *et al.* (1978), o intemperismo atuante em rochas graníticas desenvolve perfis de solo e rocha alterada cuja profundidade atingida é frequentemente maior que 60 m.

Aristizábal *et al.* (2005) citam perfis de alteração de granitos com até 100 m de espessura no vale de Aburrá, na Colômbia, sendo que a porção saprolítica (solo) atinge até 50 m.

Em Cingapura, Zhao *et al.* (1994) relatam a identificação de perfis de intemperismo com até 70 m de espessura, sendo variável entre 20 e 50 m na maior parte das áreas. Também em Cingapura, Rahardjo *et al.* (2004) relatam perfis de alteração com 30 m de espessura. Raj (1985) reporta perfis de alteração com cerca de 40 m de espessura na Malásia.

Em condições subtropicais, Ruxton e Berry (1957) e Lumb (1983) mencionam a ocorrência de perfis de alteração com mais de 100 m de espessura em granitos de Hong Kong. No mesmo país, Irfan (1998) relata que a espessura do perfil saprolítico é de 60 m, tipicamente. Na Índia, Gupta e Rao (2000) reportam ocorrência de alteração do granito a profundidades de até 90 m.

Na região de Porto, em Portugal, Viana da Fonseca *et al.* (2006) descrevem horizontes de alteração de granito com mais de 20 m, variando comumente entre 5 e 9 metros. Devido ao clima, os perfis de alteração, neste caso, são expressivamente menos espessos que os reportados pelos demais autores quando em regiões de clima subtropical e tropical. Nesse sentido, ao comparar perfis de intemperismo em granitos da Nigéria e Japão, Sueoka *et al.* (1985) verificaram que o nível de intemperismo atingido a 15 m de profundidade na Nigéria era similar ao verificado em nível superficial no Japão.

No entanto, estas classificações são, em geral, de difícil aplicação em áreas de intemperismo complexo, onde ocorrem descontinuidades, dobras, atividade hidrotermal, heterogeneidade das rochas, como conclui Gamon (1983).

Milititsky (1985) relata que a inspeção de cortes em solos residuais permite avaliar a complexidade de variação, tanto horizontal, quanto vertical, de zonas e graus de intemperização. Em geral, a distribuição do solo ao longo de uma mesma profundidade é irregular, podendo ocorrer materiais com graus diversos de intemperização sem uma perfeita distinção entre horizontes.

Bastos (1991) cita a ocorrência de zonas menos intemperizadas em meio à massa de solo saprolítico, sob a forma de resquícios estruturais de núcleos de rocha (matações), ou zonas mais intemperizadas, como superfícies de infiltração de água, havendo portanto áreas em que não há variação contínua do intemperismo com o aumento da profundidade.

As propriedades geomecânicas de rochas graníticas e solos residuais dependem do nível de intemperismo e dos sistemas de descontinuidades existentes (DEARMAN *et al.* 1978). Nesse sentido, Irfan (1998) comenta que embora os perfis saprolíticos de solo apresentem-se relativamente homogêneos, a resistência de descontinuidades reliquias e macro e microestruturas formadas a partir do intemperismo, assim como a resistência da matriz do solo, afetam o comportamento dos mesmos.

Por outro lado, segundo Guan *et al.* (2001), Gamon (1983) e Irfan (1994), em rochas intensamente intemperizadas ou solos residuais a influência de descontinuidades é significativamente reduzida, ao passo que a mineralogia, granulometria e microestrutura passam a controlar as propriedades físicas e o comportamento geomecânico do material.

Para Dobereiner *et al.* (1993) as propriedades geotécnicas de solos e rochas de um dado perfil de intemperismo estão relacionadas à composição mineralógica e química, mas dependem

principalmente das características texturais dos materiais, correspondendo ao arranjo formado pelas partículas.

Fookes (1997) refere-se ao arranjo espacial das partículas, à textura e às discontinuidades existentes como sendo a estrutura do solo. Para Mitchell e Soga (2005) a estrutura refere-se ao efeito combinado do arranjo das partículas, grupos de partículas e poros no solo, composição e forças interpartículas.

À malha formada pelo arranjo das partículas Mitchell e Soga (2005) atribuem o termo *fabric*, embora salientem que, em diversas ocasiões, os termos “*structure*” e “*fabric*” são utilizados como sinônimos. De acordo com Collins e McGown (1974), a “fábrica” é o componente da estrutura relacionado ao arranjo espacial e distribuição das partículas de solo e vazios associados. Já a estrutura congrega a “fábrica”, além da composição e forças interpartículas.

Neste trabalho emprega-se o termo estrutura para se referir a qualquer agente que imponha ao solo uma resistência ou rigidez diferente daquela exibida pelo material em condição deformada. Assim, adota-se o termo estrutura também como tradução para a palavra inglesa “*fabric*”, embora alguns trabalhos nacionais utilizem a palavra “fábrica” para tal.

A adoção do termo estrutura para se referir também à fábrica é aqui justificada porque o arranjo desenvolvido entre as partículas é capaz de levar um material indeformado a apresentar comportamento distinto do apresentado em condição deformada, atuando como um agente estruturante, aos moldes da ideia proposta por Wesley (1990) e Leroueil e Vaughan (1990).

Wesley (1990) e Leroueil e Vaughan (1990) utilizam o termo estrutura para referir-se àqueles aspectos do solo que são peculiares ao mesmo em seu estado indeformado, como ligações interpartículas ou cimentação, e que são eliminadas com a remoldagem do solo.

Em solos residuais, especificamente, de acordo com Wesley (1990), a estrutura resulta diretamente dos processos químicos e físicos que intemperizam a rocha. Leroueil e Vaughan (1990) afirmam que a cristalização associada à formação de novos minerais e a precipitação de sais minerais cria ligações e cimentação interpartículas.

Vaughan *et al.* (1988) sugerem que as principais características geotécnicas de solos residuais relacionadas à sua origem geológica são: (i) um componente de resistência e rigidez proporcionado pela cimentação; (ii) pequeno efeito da história de tensões em termos de estrutura; (iii) mineralogia e resistência dos grãos variáveis; (iv) grande variabilidade de porosidade. Embora estas características possam ser bem representadas por meio das clássicas

abordagens da mecânica dos solos, dois outros aspectos requerem considerações específicas, os quais: (i) ocorrência em condição parcialmente saturada; e (ii) presença de descontinuidades reliquias herdadas da rocha de origem.

A estrutura se dá em micro e macro escala. Baynes e Dearman (1978b) e Wesley (1988) definem microestrutura como sendo o arranjo geométrico de partículas, incluindo tamanho de partícula e porosidade. O termo macroestrutura descreve o arranjo geométrico e natureza de grupos distintos de partículas, visíveis a olho nu, originados por variação litológica, ou em forma de descontinuidades que dividem a massa de solo ou rocha (BAYNES e DEARMAN, 1978b; WESLEY, 1988).

Nesse sentido, diversos autores sugerem que o intemperismo promove o desenvolvimento de uma microestrutura (*microfabric*) em solos residuais de granito, o que controla seu comportamento geotécnico.

Vargas (1953) afirma que a estrutura consiste de um esqueleto de partículas grossas que estão em contato entre si, sem que haja cimentação nestes contatos, envolto em uma matriz argilosa. O esqueleto de partículas grossas contribuiria para a resistência ao cisalhamento de forma similar a areias fofas, enquanto que a matriz argilosa conferiria ao solo comportamento não dilatante típico de argilas.

Por outro lado, Sowers (1963) afirma que a estrutura básica do solo residual consiste em um esqueleto de quartzo e mica com caulinita e minerais similares entre estes. O quartzo e a mica permanecem intertravados e conservam parte da cimentação originária da rocha, enquanto a caulinita, ocupando um volume maior que os feldspatos dos quais se forma, mantém-se levemente comprimida no interior da estrutura quartzo-mica.

Sobre a existência e organização de uma microestrutura, Baynes e Dearman (1978) afirmam que a mesma está relacionada ao grau de alteração dos feldspatos, à proporção de argila formada durante o intemperismo e à intensidade da eluviação de partículas do sistema. Os autores concluem que diversos arranjos microestruturais são possíveis, sendo função e indicativos da duração e intensidade do intemperismo atuante sobre dado material. Os mesmos sugerem que o modelo proposto por Sowers (1963) se aplica aos estágios mais iniciais do intemperismo enquanto que a descrição de Vargas (1953) diz respeito a fases tardias ou mais intensas do intemperismo.

Em granitos da Inglaterra, segundo Baynes e Dearman (1978), os estágios iniciais do intemperismo são caracterizados pela abertura do contato entre grãos, aumento da intensidade



do fraturamento, dissolução dos feldspatos e aumento na porosidade intragranular. Com o avanço do processo, o microfraturamento e a porosidade dos feldspatos se elevam. Os estágios subsequentes do intemperismo são dominados pela microestrutura dos feldspatos que ocupam 60% da rocha, sendo que os grãos de quartzo, mais resistentes, mantem-se imersos na matriz decomposta do feldspato.

De acordo com Guan *et al.* (2001) o comportamento mecânico de solos depende não apenas do estado de tensões, mas também das propriedades físicas e químicas do material oriundo do intemperismo. Neste sentido Vaughan e Kwan (1984) afirmam que o intemperismo modifica as propriedades do solo independentemente da história de tensões, e a gênese dos solos formados por intemperismo manifesta-se como um problema para o estabelecimento de uma relação entre a estrutura do solo e a história de tensões.

Segundo Leroueil e Vaughan (1990), embora a origem da estrutura de um solo possa ser complexa e advir de várias causas, os efeitos de sua existência são similares e podem ser descritos de forma simples e generalista. A estrutura aumenta a resistência e amplia o domínio de tensões no qual o solo exibe comportamento rígido, mas à parte dos efeitos similares que são proporcionados pela história de tensões.

Wesley (1990) cita a ausência dos processos de segregação granulométrica na formação de solos residuais e a importância reduzida da história de tensões em seu comportamento como fatores chave ao diferenciar solos sedimentares de solos residuais. A ausência destes fatores significa que os aspectos estruturais são mais importantes e complexos em solos residuais que em solos sedimentares e, que a composição e estrutura devem ser consideradas quando se busca explicar os aspectos distintos do comportamento de solos residuais.

Vaughan *et al.* (1988) reporta que, diferente do que ocorre em solos sedimentares granulares, a densidade relativa apenas não é capaz de descrever um solo residual, uma vez que a resistência das ligações cimentícias independe da densidade. Apesar disso aquele índice pode ter potencial relevância.

Baynes e Dearman (1978) atribuem as alterações das propriedades geomecânicas dos granitos do sudoeste da Inglaterra induzidas pelo intemperismo aos seguintes fatores: (i) microfraturamento; (ii) separação das partículas constituintes; e (iii) desenvolvimento de uma porosidade intragranular estruturalmente controlada, oriunda do intemperismo dos feldspatos.

O avanço do processo de intemperização torna a rocha mais porosa (GUPTA e RAO, 2000; RAHARDJO *et al.*, 2012), menos rígida, friável e enfraquecida, ao passo que as ligações entre grãos são desfeitas e novos minerais são formados (GEOLOGICAL SOCIETY ENGINEERING GROUP, 1995). O desenvolvimento de uma estrutura porosa é função da considerável lixiviação de minerais envolvida no processo. Com o progresso do fenômeno de intemperismo ocorre aumento da quantidade de finos, redução da densidade real das partículas, aumento da quantidade de poros e da diversidade de tamanhos destes poros (RAHARDJO *et al.*, 2004).

Conforme Lumb (1962) e Dearman *et al.* (1978) o intemperismo de granitos produz uma distribuição bimodal de grãos, com partículas de quartzo permanecendo na fração areia, enquanto que os feldspatos gradualmente degradam-se, formando siltes e argilas.

O fraturamento que acompanha o intemperismo e a substituição de minerais por argilominerais resulta em significativa redução do módulo de elasticidade do solo (BAYNES *et al.* 1978; BAYNES e DEARMAN, 1978; HEIDARI *et al.*, 2013, GUPTA e RAO, 2000, VAUGHAN e KWAN, 1984).

Baynes e Dearman (1978) relatam que a redução das forças das ligações intergranulares e o microfraturamento dos grãos promovem redução da resistência à compressão e da durabilidade de granitos.

O desenvolvimento e dispersão de argilominerais e a deposição de substâncias cimentícias, promove redução da permeabilidade dos materiais (ZHAO *et al.*, 1994).

Como o intemperismo modifica as propriedades mecânicas dos solos e rochas, o fenômeno contribui para a promoção de condições que induzem a ocorrência de instabilidades de encostas, conforme relatam Aristizábal *et al.* (2005), Ng *et al.* (2001), Rahardjo *et al.* (2004), Brand (1985), Townsend (1985), Irfan (1994, 1998). Este tema será retomado adiante, na seção 2.5.

## 2.4. COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DE SOLOS RESIDUAIS DE GRANITO

As rochas graníticas são o principal componente do embasamento dos continentes (THOMPSON e TURK, 1997). Por conta deste fato, são muitos os estudos realizados acerca do comportamento de solos residuais oriundos do intemperismo de granitos.

Pesquisas relacionadas ao comportamento geotécnico de solos residuais de granitos componentes do Cinturão Dom Feliciano, no Sul do Brasil, foram realizados por Godoi *et al.* (2013) Boehl (2011), Higashi (2006), Beviláqua (2004) e Raimundo *et al.* (2002) em Santa Catarina, e por Bastos (1991) e Davison Dias (1985) no Rio Grande do Sul.

Internacionalmente pode-se destacar o volumoso conteúdo de informações sobre comportamento geotécnico de solos residuais de granito de Hong Kong (LUMB, 1983; GUAN *et al.*, 2001; IRFAN, 1998, 1994, 1988). Outras referências apresentam estudos em materiais de Cingapura (RAHARDJO *et al.*, 2004, 2012; ZHAO *et al.*, 1994), Irã (HEIDARI *et al.*, 2013), Malásia (RAJ, 1985), Inglaterra (BAYNES *et al.*, 1978; BAYNES e DEARMAN, 1978), Portugal (VIANA DA FONSECA *et al.*, 2006; VIANA DA FONSECA, 1988), Índia (GUPTA *et al.*, 2000) e Colômbia (ARISTIZÁBAL *et al.*, 2005).

#### 2.4.1. Solos residuais de granitos do Cinturão Dom Feliciano

Higashi (2006) estudou o comportamento geotécnico de solos residuais de granito de Tubarão – SC, em onze pontos distintos. Estes granitos, de acordo com CPRM (2000), correspondem ao tipo Imaruí-Capivari. A Figura 9 mostra as curvas granulométricas obtidas pelo autor enquanto a Tabela 5 sumariza os índices físicos obtidos para estes materiais.

Em termos de características físicas, os onze solos estudados por Higashi (2006) apresentam relativa homogeneidade. Quanto à textura, apesar da forte variabilidade nas proporções de partículas, tratam-se de solos predominantemente siltosos, com percentuais de argila variando de valores praticamente nulos até cerca de 40%.

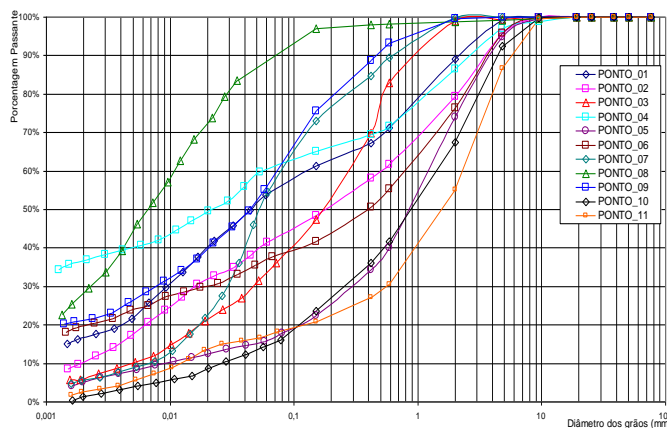


Figura 9: Granulometria dos solos de Tubarão - SC (HIGASHI, 2006)

Tabela 5: Caracterização e índices físicos dos solos residuais de Tubarão (HIGASHI, 2006)

Ponto	$\gamma_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma$ (g/cm <sup>3</sup> )	$w_{nat}$ %	e	Sr	Classificação USCS	LL (%)	IP (%)
1	2,65	17,3	25,1	0,92	74	ML	49	16
2	2,64	-	21,4	-	-	SC	50	30
3	2,65	17,1	24,0	0,92	69	SM	37	12
4	2,73	14,8	19,2	1,2	43	MH	74	35
5	2,67	19,3	7,1	0,45	41	SC	31	11
6	2,65	16,6	14,2	0,82	45	SM	59	26
7	2,65	15,6	21,8	1,04	55	CL	29	12
8	2,78	15,2	49,3	1,73	79	MH	67	26
9	2,77	15,2	34,9	1,45	66	MH	58	23
10	2,61	-	11,0	-	-	SC	27	10
11	2,66	16,8	13,6	0,8	45	SC	39	16

A resistência ao cisalhamento dos solos de Tubarão foi estudada por Higashi (2006) por meio de ensaios de cisalhamento direto, executados em corpos de prova inundados e sem inundação, com tensões normais de até 200 kPa. Os resultados em termos de parâmetros de resistência são mostrados na Tabela 6, onde se verifica, para o caso inundado, ângulos de atrito entre 23° e 41°, e intercepto coesivo entre zero e 13 kPa.

Tabela 6: Parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos residuais de granito de Tubarão (HIGASHI, 2006)

Ponto de estudo	Inundado		Sem inundação	
	c' (kPa)	$\phi'$ (°)	c (kPa)	$\phi$ (°)
1	11,0	31,4	15,3	36,2
3	3,6	32,1	33,4	44,5
4	13,4	35,1	104,1	46,1
5	13,0	38,7	36,1	36,6
6	0	41,3	55,2	32,6
7	1,36	31,5	8,62	31,9
8	11,8	23,2	37,3	24,3
9	11,0	31,6	17,2	42,9
11	7,3	33,7	39,9	38,9

Em termos de compressibilidade, Higashi (2006) apresenta resultados de ensaios oedométricos em corpos de prova saturados, os quais são mostrados na Figura 10. A partir destas curvas foram determinados: tensões de plastificação ou de pré adensamento virtual (pelo método de

Casagrande), e coeficientes de compressão (cc) e recompressão (cr), indicados na Tabela 7. Sobre estes resultados, ressalta-se a significativa variabilidade na magnitude dos parâmetros apresentados pelo autor.

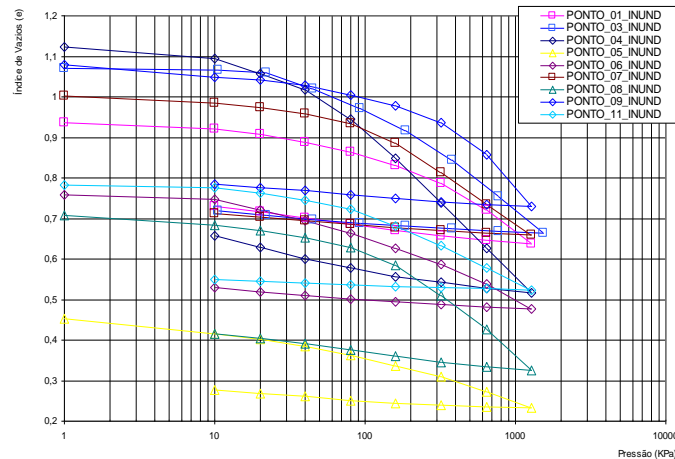


Figura 10: Resultados dos ensaios de compressão confinada (HIGASHI, 2006).

Tabela 7: Parâmetros de deformabilidade dos solos residuais de granito (HIGASHI, 2006).

Ponto de Estudo	$\sigma'_p$ (kPa)	cr	cc
1	185	0,055	0,247
3	71	0,079	0,299
4	63	0,128	0,37
5	110	0,051	0,127
6	190	0,087	0,183
7	78	0,046	0,254
8	235	0,05	0,307
9	380	0,032	0,345
11	61	0,048	0,181

Beviláqua (2004) realizou um estudo do comportamento geotécnico dos solos residuais de granito de Florianópolis. Os granitoides existentes no município são, de acordo com a Carta do Brasil ao Milionésimo (PERROTTA *et al.*, 2004), dos tipos granito Ilha e Imaruí-Capivari, e suas composições mineralógicas são mostradas na Tabela 8.

Tabela 8: Composição mineralógica dos granitos de Florianópolis (BEVILÁQUA, 2004).

Amostra	Composição mineralógica (%)			
	Quartzo	Feldspato K	Plagioclásio	Biotita
Aranquãs	25	35-40	35-40	5-10
Praia mole	15-20	45-50	25-30	5
Subida da lagoa	20-25	35-40	30-35	5-10
Cacupé	30-35	35-40	30-35	<2
SC 401	15-20	30-40	35-40	<2
João Paulo	15-20	35-40	30-35	5
Corr. Grande	20-25	15-20	40-45	5-10
Serrinha	30-35	35-40	25-30	<2

A Tabela 9, por sua vez, apresenta índices físicos dos solos oriundos da intemperização destas rochas. A ausência de informações acerca dos limites de consistência destes solos não permite a classificação dos mesmos perante os sistemas tradicionais. É possível verificar, a partir das curvas granulométricas mostradas na Figura 11, a predominância de solos siltosos.

Os resultados mostrados, contudo, não permitem estabelecer qualquer relação clara entre a mineralogia da rocha e as características físicas dos solos residuais.

Tabela 9: Índices físicos dos solos estudados por Beviláqua (2004).

Amostra	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	e	w (%)	Sr
Aranquãs	16,7	1,05	30,0	77,1
Praia mole	16,7	0,8	17,5	53,4
Subida da lagoa	15,9	0,94	15,0	42,7
Cacupé	16,3	1,05	25,0	64,3
SC 401	17,7	0,77	17,1	59,5
João Paulo	15,0	1,09	17,9	43,9
Corr. Grande	16,3	0,88	14,5	44,2
Serrinha	16,7	0,85	16,2	50,6

A Tabela 10 apresenta os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos por Beviláqua (2004) a partir de ensaios de cisalhamento direto. Assim como em Higashi (2006), foram realizados ensaios com e sem inundação dos corpos de prova.

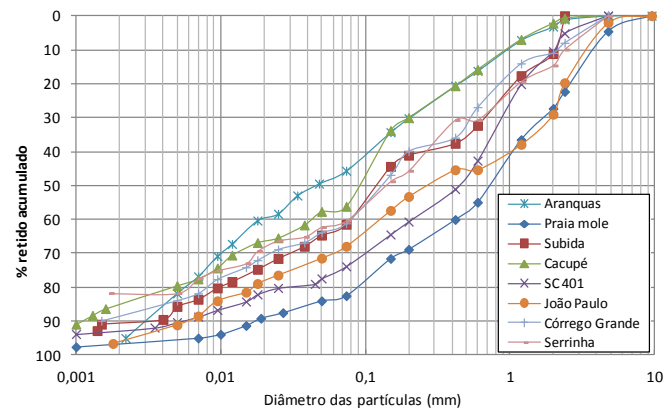


Figura 11: Granulometria dos solos residuais de granito de Florianópolis (adaptado de BEVILÁQUA, 2004).

Tabela 10: Parâmetros de resistência ao cisalhamento obtido em solos de granito de Florianópolis (BEVILÁQUA, 2004).

Amostra	Inundado		Sem inundação	
	c' (kPa)	$\phi'$ (°)	c (kPa)	$\phi$ (°)
Aranquãs	3	32	24	33
Praia mole	7	43,3	11	48
Subida da lagoa	14	34,4	20	37
Cacupé	6	35,2	18	37,1
SC 401	0	40	22	39
João Paulo	4	37	18	38
Corr. Grande	2	37	24	54,6
Serrinha	12	34,4	58	34,7

Na condição indeformada, os valores de ângulo de atrito apresentam um intervalo de variação menor que os apresentados por Higashi (2006), entre 32° e 43°. Já o intercepto coesivo varia de forma similar, entre zero e 14 kPa. É possível verificar que o ângulo de atrito mais elevado, referente ao material denominado Praia Mole, corresponde ao solo oriundo da rocha com maior percentual de feldspato potássico, que é um mineral com ângulo de atrito superior ao quartzo.

Em termos de compressibilidade, Beviláqua (2004) obteve valores de tensão de plastificação ( $\sigma'_p$ ) entre 60 e 260 kPa, coeficiente de compressão (cc) de 0,13 a 0,24, e coeficiente de recompressão (cr) entre 0,03 e 0,08. Esse intervalo de variação para os referidos parâmetros é menor e menos amplo que o obtido por Higashi (2006).

Godoi *et al.* (2013) apresentaram os resultados da caracterização geotécnica de um solo residual de granito envolvido em uma ruptura de talude no município de Santo Amaro da Imperatriz, na região Metropolitana de Florianópolis. A Tabela 11 resume os dados obtidos pelos autores, em

que se destaca o baixo valor de ângulo de atrito atingido, em comparação com os valores medidos por Beviláqua (2004) e Higashi (2006).

Tabela 11: Índices físicos e parâmetros de comportamento obtidos por Godoi *et al.* (2013)

$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	e	w (%)	c' (kPa)	$\phi'$ (°)
16,9-17,1	0,88-1,07	19,7-34,1	11	25-31

Raimundo *et al.* (2002) descreveu aspectos de comportamento de dois solos residuais de granito de Florianópolis ao investigar a ocorrência de escorregamentos de encosta no contato entre granito e diabásios. Os solos estudados, denominados Jardim Guarani e Cacupé, são oriundos dos litotipos Granito Itacorubí e Ilha, respectivamente, e apresentam as características físicas e parâmetros de resistência mostrados na Tabela 12.

Tabela 12: Índices físicos e parâmetros de comportamento obtidos por Raimundo *et al.* (2002)

		Solo Jardim Guarani	Solo Cacupé
Granulometria	Pedregulho	2,32	1,0
	Areia Grossa	1,70	0
	Areia Média	30,71	15,8
	Areia Fina	17,51	14,6
	Silte	33,07	23,0
	Argila	14,69	45,6
Consistência	LL	37	75
	IP	14	30
Índices físicos	$\gamma_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2,68	2,70
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	17,2	17,2
	w <sub>nat</sub> (%)	22,0	33,0
Resistência ao cisalhamento	c' (kPa)	5,8 - 16,8	5,2
	$\phi'$ (°)	32,4 - 35,5	35,9

Com relação aos dados de Raimundo *et al.* (2012) cabe destacar a expressiva diferença em termos de granulometria e limites de consistência dois materiais investigados, o que se deve, provavelmente aos diferentes materiais de origem. No que se refere à resistência ao cisalhamento verifica-se grande variabilidade relativa à coesão do solo Jardim Guarani. Este parâmetro pode assumir valores da ordem de 16 kPa como próximo a 5 kPa. Essa variação é menos pronunciada em termos de ângulo de atrito.



Boehl (2011) dedicou-se ao estudo de aspectos relacionados à presença de estruturação em solos de granito de São Pedro de Alcântara, na região Metropolitana de Florianópolis. Além da resistência ao cisalhamento, por meio de ensaios de cisalhamento direto convencionais, o autor estudou a resistência à tração na compressão, por meio do ensaio brasileiro. Na Tabela 13 estão sumarizados alguns dos resultados apresentados no referido trabalho.

Tabela 13: Parâmetros de resistência dos solos de granito estudados por Boehl (2011)

Ponto	Plano cisalhado: vertical		Plano cisalhado: horizontal		$\sigma_{rup,t}$ (kPa)
	$\phi'$ (°)	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$c'$ (kPa)	
1	41,6	20,9	39,4	16,1	15,57
2	35,7	9,3	37,7	4,5	-
11	26,6	13,4	32,2	5,3	1,87
18	33,2	19,7	27,5	34,3	11,7 – 20,1
20	28,9	17,7	35,8	4,4	2,88 – 11,2
21	29,7	13,3	29,7	13,5	3,93
22	33,7	5,2	27,4	14,3	3,46

Em relação a resistência ao cisalhamento Boehl (2011) reporta a ocorrência de anisotropia, sendo mais expressivas as variações relacionadas ao intercepto coesivo. De maneira geral, os solos estudados pelo autor apresentam coesão no plano horizontal menor que no plano vertical, excetuando-se os pontos 18 e 22, além do ponto 21 onde os valores são similares. Quanto ao ângulo de atrito não há relação clara entre a direção da sollicitação e a resistência oferecida.

Quanto à resistência à tração, não se estabeleceu clara relação com os parâmetros de resistência ao cisalhamento. No entanto, o autor verificou ser possível correlacionar a resistência à tração com a porosidade dos materiais, sendo a resistência crescente com a redução da porosidade.

No que se refere à característica físicas destes materiais Boehl (2011) reporta índices de vazios que variam entre 0,8 e 2,1. Os limites de consistência fazem com que estes solos sejam representados sempre abaixo da linha A da carta de plasticidade.

Bastos (1991) estudou solos residuais de granito do município de Porto Alegre – RS, formados a partir dos litotipos Granito Ponta Grossa, Granito Santana e Granito Independência. Estes granitos apresentam quantidades de quartzo superiores às observadas por Beviláqua (2004) nos granitos de Florianópolis, como mostra a Tabela 14.

Tabela 14: Composição mineralógica dos granitos de Porto Alegre (BASTOS, 1991)

Amostra	Composição mineralógica (%)			
	Quartzo	Feldspato K	Plagioclásio	Biotita
Gr. Ponta Grossa	40	46	11	3
Gr. Santana	44	50	5	1
Gr. Independência	40	10	45	5

Na Tabela 15 são mostrados os valores médios de índices físicos, bem como a composição granulométrica dos solos residuais dos granitos Ponta Grossa, Santana e Independência, apresentados em Bastos (1991).

Tabela 15: Índices físicos e composição granulométrica de solos residuais de granito de Porto Alegre (BASTOS, 1991).

Material		Gr. Ponta Grossa	Gr. Santana	Gr. Independência
Índices físicos	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	26,2	26	26,4
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	16,2	17,5	17,1
	e	0,94	0,72	0,84
	w <sub>nat</sub> (%)	19,5	15,5	19,2
	Sr	54,5	55,8	60
	LL	42	48	38
	LP	35	30	29
	IP	7	18	9
Fração	Pedregulho	3	0-6	0
	Areia grossa	22-24	0-40	0
	Areia média	12-26	16-24	18
	Areia fina	12-17	18-22	24
	Silte	29	20-22	33
	Argila	1-22	0-32	25

Os solos residuais de granito Ponta Grossa e Independência apresentam plasticidade moderada, enquanto que no caso do solo residual do granito Santana tem-se alta plasticidade. Não se observa, portanto, correlação entre a granulometria, que é bastante variável, e os limites de consistência destes solos

A Tabela 16 sumariza os intervalos de parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos por Bastos (1991) em ensaios de cisalhamento direto com e sem inundação dos corpos de prova.

Tabela 16: Parâmetros de resistência ao cisalhamento de solos residuais de granito de Porto Alegre (BASTOS, 1991).

Amostra	Inundada		Sem inundação	
	c' (kPa)	$\phi'$ (°)	c (kPa)	$\phi$ (°)
Gr. Ponta Grossa	20,7 - 50,8	28,0 - 36,0	28,4 - 43,5	34,0 - 41,0
Gr. Santana	29,0	30,0	43,5	34,0
Gr. Independência	14,5 - 34,4	24,0 - 34,0	33,2 - 61,9	29,0 - 35,0

Em condição inundada foram obtidos ângulos de atrito entre 24° a 36°, enquanto o intercepto coesivo varia fortemente, de 14,5 a 50,8 kPa. Anteriormente, Davison Dias (1987) ensaiou solos residuais de granito da cidade de Porto Alegre, obtendo intercepto coesivo da ordem de 29 kPa e 30° de ângulo de atrito, em ensaios de cisalhamento direto em corpos de prova inundados.

Bastos *et al.* (2001) apresentam resultados obtidos em um solo residual de granito, oriundo do município de Alvorada, na região Metropolitana de Porto Alegre. Ensaio de cisalhamento direto em solo saprolítico resultaram em 1 kPa de coesão e ângulo de atrito da ordem de 46,5°.

#### 2.4.2. Solos residuais de granitos do sudeste brasileiro

A presença de solos de natureza granítica é verificada também no sudeste do Brasil, uma vez que a Província Mantiqueira se estende até o sul da Bahia. No entanto os granitos desta região correspondem ao Domínio Araçuaí – Rio Doce – Búzios, formados no terceiro e mais tardio ciclo orogênico que deu origem à Província Mantiqueira.

Os granitos do Rio de Janeiro apresentam predominância de feldspatos sobre o quartzo, que por sua vez ocorre em maior proporção que as micas, conforme Heine (1986) *apud* Schilling (1993). Esta condição é também observada claramente nos granitos de Florianópolis, e de forma menos pronunciada naqueles de Porto Alegre.

Silveira (1993) estudou o comportamento dos solos de granito da Encosta do Soberbo, na cidade do Rio de Janeiro. Estes são oriundos dos litotipos denominados Granito Favela e Granito Preto-Tijuca. Todavia, estas rochas são compostas por cerca de 43% de plagioclásio, 8 a 11% de quartzo e 24% de mica biotita, divergindo significativamente, em termos mineralógicos, dos granitos estudados por Schilling (1993). Os principais argilominerais detectados por Silveira (1993) são a caulinita, a illita e a vermiculita. Os índices físicos do solo descrito são apresentados na Tabela 17.

Tabela 17: Índices físicos dos solos residuais da Encosta do Soberbo – RJ obtidos por Silveira (1993)

$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	E	Sr	w (%)	LL	IP
27,67	17,2	1,15	78,1	31,4	34-41	5-14

Com relação à resistência ao cisalhamento, além dos parâmetros obtidos nas condições de pico e grandes deformações, Silveira (1993) investigou a resistência residual destes solos. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento deste material são apresentados na Tabela 18.

Tabela 18: Parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos residuais da Encosta do Soberbo – RJ obtidos por Silveira (1993)

Ensaio	c' (kPa)	$\phi'$ (°)
Triaxiais CIU e CID	16,3	28,7
Cisalhamento direto (inundado)	27,1	27,5
Cisalhamento direto com reversão (resistência residual)	7,0	20,8
Ring Shear	3,0	15,4
Ring Shear em solo das fissuras	5,4	10,4

Os resultados apresentados por Silveira (1993) mostram ângulos de atrito em geral inferiores àqueles obtidos em Santa Catarina e no Rio Grande do Sul, bem como a ocorrência de sensível perda de resistência do solo quando submetido a deformações que mobilizem os parâmetros de resistência residual. Desta forma, os elevados parâmetros de resistência obtidos para pequenas deformações podem não representar a resistência operacional atuante em encostas submetidas a escorregamentos prévios, por exemplo.

#### 2.4.3. Solos residuais de granitos de outras regiões

Rahardjo *et al.* (2004, 2012) avaliaram as variações em termos de índices físicos e propriedades geotécnicas existentes em um perfil de intemperismo em solo residual. Os autores concluíram que o nível de intemperismo do material se mostrava aparentemente uniforme, decrescendo gradualmente com o aumento da profundidade, e que as propriedades do solo residual em diferentes profundidades são bastante influenciadas pela configuração dos poros, que varia de acordo com o grau de intemperismo.

Radwan (1988) investigou o comportamento geotécnico de solos residuais de granito de Aswan, no Egito, no que se refere à variabilidade de propriedades com o aumento da profundidade, e consequentemente do nível de intemperismo. Segundo o autor, os parâmetros de resistência

dependem do índice de vazios e grau de decomposição do granito, sendo este último decrescente com a profundidade. O percentual de finos e o índice de vazios do solo decrescem com a profundidade enquanto que a densidade real das partículas independe da profundidade.

Viana da Fonseca *et al.* (2006) realizaram extensa investigação de campo e laboratório em um solo residual de granito do Porto, em Portugal. Os autores destacam as correlações existentes entre diferentes testes e a importância da micro e macroestrutura (*fabric*) para o comportamento dos solos. Também em solos residuais de granito de Porto, Novais-Ferreira e Viana da Fonseca (1988) reportam estudos realizados acerca do comportamento geotécnico em condição deformada e indeformada. Os autores destacam a existência de uma tensão de pré-consolidação em torno de 140 kPa, oriunda de um esqueleto sólido ou estrutura coloidal, que desaparece quando o solo é remoldado. O material não mostrou anisotropia em termos de deformabilidade.

Irfan (1988) estudou a variabilidade estrutural existente em solos residuais de granito de Hong Kong, *in situ* e em amostras levadas para laboratório, assim como o efeito destas variações no comportamento em termos de resistência ao cisalhamento e índices físicos. O autor verificou que pode haver significativa diferença nas propriedades geotécnicas e índices físicos ainda que na mesma amostra, e que o grau de alteração é mais intenso em amostras afetadas por hidrotermalismo. Sobre a resistência ao cisalhamento, as variações verificadas não puderam ser inteiramente explicadas por diferenças de índice de vazios, granulometria e densidade sem considerar a microestrutura e presença de cimentação no solo. Por fim, uma redução de 60% no valor de ângulo de atrito foi obtida em solos atingidos por atividade hidrotermal.

Também em Hong Kong, Cheung *et al.* (1988) executaram ensaios de cisalhamento direto em corpos de prova indeformados de granito. Constataram a ocorrência de comportamento dilatante sob baixas tensões normais em virtude do contato entre quartzo e feldspato inalterados, assim como resistência ao cisalhamento menor em solos que sofreram alteração hidrotermal. Os autores também executaram ensaios oedométricos, nos quais não foi verificada a existência de um nível de tensão em que ocorresse clara plastificação do material.

Ainda em Hong Kong, Ng *et al.* (2004) abordaram a influência da pré-consolidação e trajetória de tensões em corpos de prova de solo residual de granito. Os ensaios triaxiais CIU indicaram uma clara linha de compressão isotrópica (ICL, ou ISL na Figura 12), mas que não é paralela à linha de estado crítico, sendo que ambas tendem a convergir sob elevadas tensões, conforme mostra a Figura 12. Também sob elevadas tensões o material mostra-se menos contrativo.

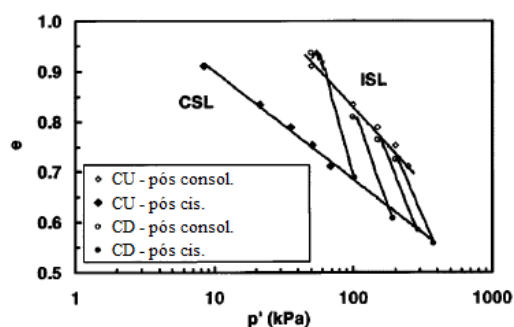


Figura 12. CSL e ISL obtidas por Ng *et al.* (2004)

Wang e Yan (2006) também investigaram o comportamento de solos oriundos de granito de Hong Kong, por meio de ensaios triaxiais em corpos de prova indeformados, normalmente consolidados e pré-consolidados. Sob cisalhamento drenado o solo apresentou pico de resistência e comportamento dilatante (Figura 13a), enquanto que sob ruptura em condição não drenada o material seguiu trajetórias de tensão complexas (Figura 13b). Sob grandes deformações o solo mostra comportamento guiado por uma linha de estado crítico (CSL) única, conforme mostra a figura Figura 13c. Segundo os autores, sob compressão isotrópica o material em condição indeformada exibe tensão de plastificação em torno de 150 kPa, sendo progressiva a inflexão da curva de compressão (Figura 13d).

Jeong *et al.* (2000) executaram ensaios de cisalhamento direto e triaxiais em solos residuais de granito da Coreia do Sul. Os ensaios de cisalhamento direto revelaram envoltória de ruptura bilinear, com inflexão em torno de  $\sigma_n=30$  kPa, bem como comportamento dilatante sob baixas tensões normais e contrativo em altas tensões. As amostras submetidas a ensaios triaxiais exibiram comportamento dilatante-contrativo sob baixo confinamento, independentemente do nível de alteração.

Mofiz *et al.* (2004) realizaram ensaios triaxiais com diversas trajetórias de tensão em um solo residual de granito de Bangladesh. Os autores verificaram que o comportamento tensão-deformação é fortemente dependente da trajetória de tensões, sendo que a utilização de uma trajetória de tensões efetivas com  $p'$  constante resultou em maior resistência. A ocorrência de dilatação depende da tensão confinante. Os parâmetros de resistência, contudo, mostraram-se independentes da trajetória de tensões seguida.

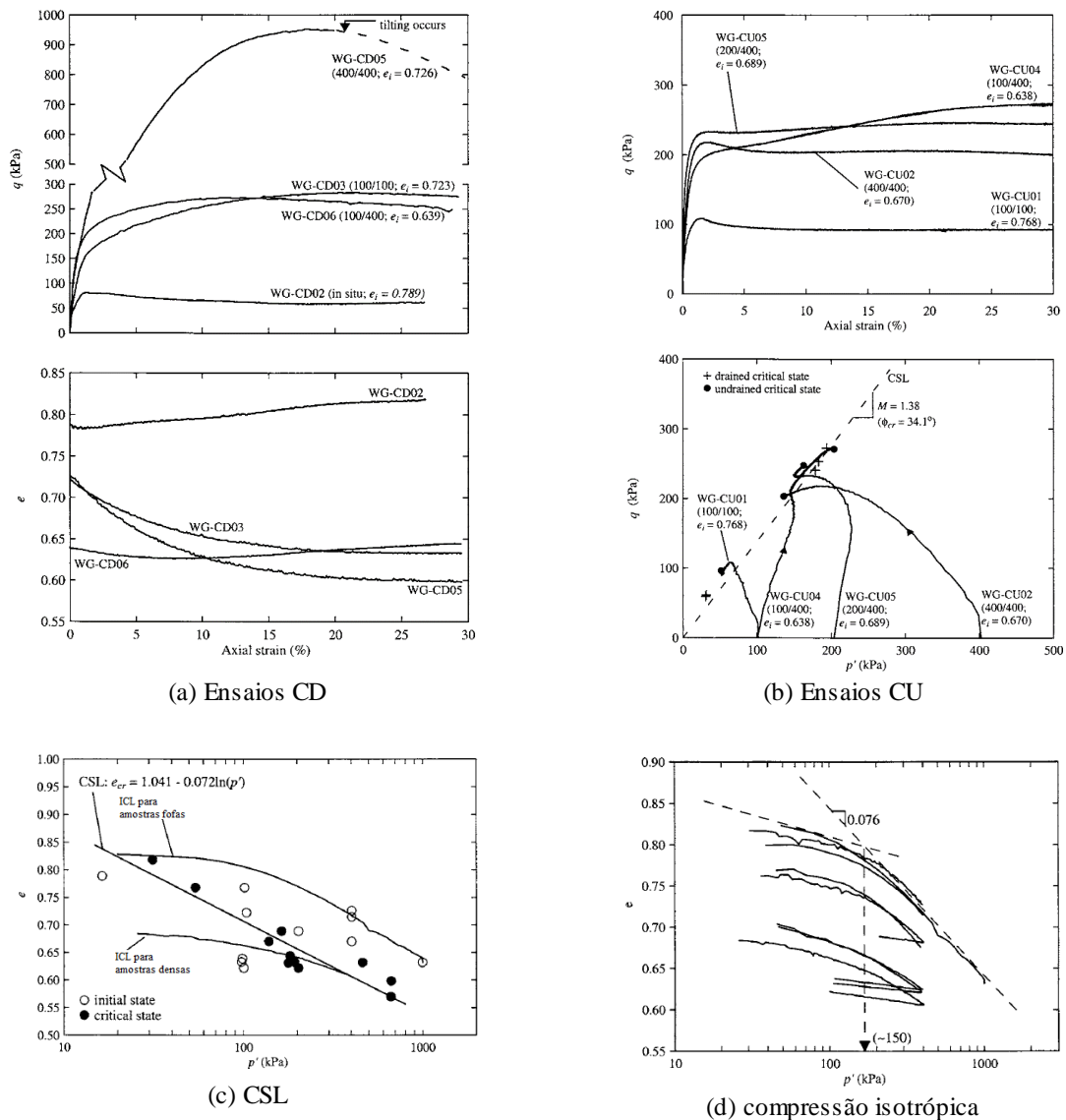


Figura 13. Comportamento do solo residual de granito estudado por Wang e Yan (2000).

Yan e Li (2012) estudaram o comportamento de um solo residual de granito, de granulometria média a fina, através de ensaios triaxiais isotrópicos e anisotrópicos em compressão, bem como ensaios drenados e não drenados. Tais ensaios foram executados em corpos de prova compactados e consolidados de forma a se atingir níveis de OCR entre 1 e 8.

Como resultados os autores destacam que: (i) o solo apresenta comportamento do tipo *strain-hardening* quando cisalhado em condição drenada, independentemente do OCR adotado; (ii) quando carregado em ensaios CSR, o solo exibe uma única linha virgem de compressão normal para dada razão de tensões ( $\eta$ ), vide Figura 14a, e; (iii) uma única linha de estado crítico pode

ser postulada no espaço triaxial, independentemente do estado inicial, condições de drenagem e trajetória de tensões, conforme mostrado na Figura 14b.

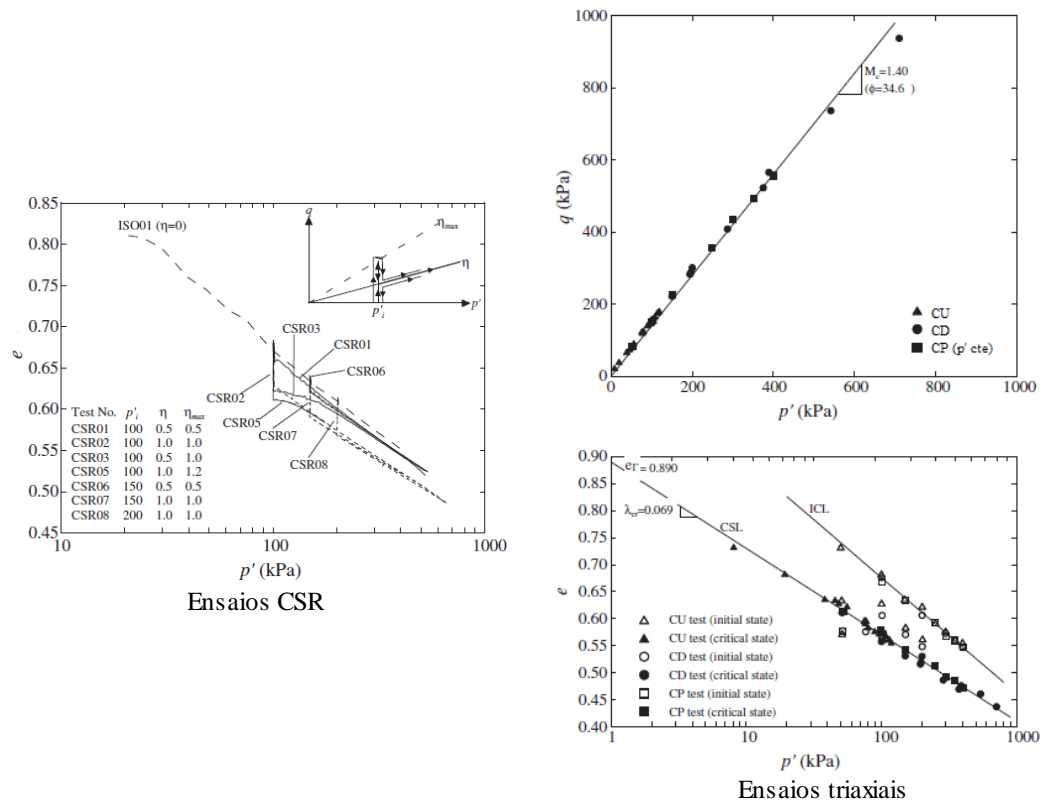


Figura 14. Resultados obtidos por Yan e Li (2012).

Lee e Coop (1995) investigaram o comportamento intrínseco de um solo residual de granito da Coréia do Sul. O comportamento intrínseco refere-se, segundo os autores, a aquele observado em um solo em condição deformada, sem os efeitos de estrutura e outros aspectos reliquias mantidos por solos residuais em condição indeformada. Os autores concluíram que o comportamento do solo reconstituído, em condição saturada, pode ser descrito com base na teoria dos estados críticos, diferentemente do comportamento observado em amostras secas e em umidade natural.

Salih (2012) apresenta uma compilação de resultados obtidos em pesquisas em solos de granito na Malásia e Cingapura, os quais mostram variabilidade alta, tanto em termos de índices físicos quanto em relação aos parâmetros de resistência ao cisalhamento. De forma semelhante, Saunders e Fookes (1970) apresentam dados referentes ao comportamento de solos residuais de granito de Hong Kong, Malásia e Brasil.



Um levantamento bastante abrangente relativo à magnitude de parâmetros de comportamento de solos residuais de granito é apresentado por Dearman *et al.* (1978), incluindo parâmetros de resistência de descontinuidades existentes no maciço.

A Tabela 19 apresenta uma compilação de informações referente à mineralogia e índices físicos de solos residuais de granito obtidos por diversos autores. A Tabela 20 contém dados relativos à resistência ao cisalhamento, condutividade hidráulica e compressibilidade.

Comparando as informações apresentadas pelos diversos materiais descritos nas Tabela 19 e Tabela 20, bem como por aqueles que ocorrem em território brasileiro, fica evidente a grande dispersão relacionada às características físicas e geomecânicas reportadas. Além da relação com o material de origem, cabe destacar o profundo efeito que tem o ambiente em que o intemperismo se processa nas características do produto final. Nesse sentido Sueoka et al. (1985) enfatizam as diferenças relacionadas à granulometria, densidade e coesão exibidas por solos residuais de granito da Nigéria e do Japão.

Tabela 19: Características mineralógica e física de solos residuais de granito reportados na literatura.

Material/Local	Mineralogia	Composição da Rocha	Granulometria %			LL	IP	SUCS	Gs	e	Sr (%)	Referência
			Argila	Silte	Areia							
Tai Po - Hong Kong	Q, F, Ca, M	-	27	37	31	38	15	SC-CL	2,58	-	-	Yan e Li (2012)
Kuala Lumpur – Malásia, 2m prof. Horiz B	-	Q, Or, Pl, B	44-52	8-17	35-40	-	-	-	2,59	0,92-1,14	53-67	Raj (1985)
Kuala Lumpur – Malásia, 2 a 10 m prof. Horiz C	Q, Ca	Q, Or, Pl, B	13-30	14-27	44-55	-	-	-	2,61-2,63	0,56-0,69	47-73	Raj (1985)
Kuala Lumpur – Malásia, 10 a 20 m prof. Horiz C	Q, Ca	Q, Or, Pl, B	3-9	18-26	60-64	-	-	-	2,60	0,89-1,04	22,5-38,1	Raj (1985)
Bukit Timah – Cingapura (5 m)	Q, Ca, Il, Se	F, Q, B, Ho	21-25	23-35	43-52	35-54	9-12	MH-ML	2,55	0,42-0,61	-	Rahardjo <i>et al.</i> (2004, 2012)
Bukit Timah – Cingapura (10m)	Q, Ca, Il, Se	F, Q, B, Ho	11-18	27-30	59-55	42	8	MH-SM	2,55	0,49	-	Rahardjo <i>et al.</i> (2004, 2012)
Bukit Timah – Cingapura (14 m)	Q, F, M, Ca, Il	F, Q, B, Ho	11-13	29-34	55-61	28-54	6-12	SM	2,78	0,32-0,63	-	Rahardjo <i>et al.</i> (2004, 2012)
Malanjkhhand - Índia	Q, Ca, Il, Mu	Q, AF, Ol, B	-	-	-	-	-	-	2,61	0,32	-	Gupta e Rao (2000)
Porto - Portugal	Ca, M, Q	Q, Ol, Al, M	5	32	63	32-44	5-17	SC-SM	-	-	-	Viana da Fonseca <i>et al.</i> (2006)
Shouson Hill - Hong Kong	-	Q, AF, Pl, B	3-10	11-17	40-42	-	-	-	2,62-2,64	1,17	-	Irfan (1988)
Porto - Portugal	Q, F, M, Ca	Q, Al, Mu	6	31	63	-	NP	SM	2,63	-	70-90	Novais-Ferreira e Viana da Fonseca (1988)
Aswan – Egito (0,8 a 13m)	-	Q, AF, Pl, B, Ho	0-8	7-10	81-93	-	-	-	2,67-2,73	0,3-0,75	-	Radwan (1988)
Poongam - Coréia do Sul	-	-	4		96	-	-	-	2,66-2,68	0,8-1,01	-	Jeong <i>et al.</i> (2000)
Sha Tin – Hong Kong	Q, F, Mu, Ca	-	25	38	37	-	-	-	2,63	0,76-0,79	-	Wang e Yan (2006)
Bangladesh (?)	-	-	45	19	36	-	-	CH	2,63	-	-	Mofiz <i>et al.</i> (2004)
Shaw Kei Wan – Hong Kong	-	-	14	10	76	70	29	SC	2,58	-	-	Ng <i>et al.</i> (2004)
Hong Kong	-	-	13	37	44	33	10	SM	2,60	-	-	Hossain e Yin (2010)
Guarda - Portugal	-	-	3-10	16-24	38-46	-	-	SM	-	0,4-0,63	55-94	Rodrigues e Lemos (2006)

Material/Local	Mineralogia	Composição da Rocha	Granulometria %			LL	IP	SUCS	Gs	e	Sr (%)	Referência
			Argila	Silte	Areia							
Melaka – Malásia	-	-	10-45	32-50	10-53	68-75	37-42	CH/MH	2,42-2,76	-	-	Kepli (1994) <i>apud</i> Salih (2012)
Johor – Malásia	-	-	53	12	35	68	26	MH	2,59	-	-	Salih e Kassim (2012) <i>apud</i> Salih (2012)
Coréia do Sul	-	-	5	8	87		NP	SM	2,65	-	-	Lee <i>et al.</i> 2005
Tuen Mun - Hong Kong	-	-	3	25	50	38	9	SM	2,60	-	-	Yin (2009)
Beacon Hill – Hong Kong	-	-	2	8	55	45	15	SM	2,62	-	-	Junaideen <i>et al.</i> (2010)
Shau Kei Wan – Hong Kong	-	-	1	14	51	48	12	SM	2,62	-	-	Junaideen <i>et al.</i> (2010)

Onde: Q-Quartzo, F-Feldspato, AF- Alkali-feldspato, Ol- Oligoclásio, Se- Serpentina, Or – Ortoclásio (K-Feldspato), Al- Albita, Ca-Caulinita, M-Montmorilonita, Il-Illita, B-biotita, Ho-hornblenda, Ol-Olivina, Mu-muscovita, Pl-Plagioclásio.

Tabela 20: Parâmetros de comportamento geotécnico de solos residuais de granito reportados na literatura.

Material/Local	Composição da Rocha	Res. cisalhamento (saturada)			K <sub>sat</sub> (m/s)	Deformabilidade				Referência
		Condição	c' (kPa)	φ' (°)		E (Mpa)	σ'p (kPa)	cc	Cv (cm²/s)	
Tai Po - Hong Kong	-	Compactado (triaxial)	0	35	-	-	-	-	-	Yan e Li (2012)
Bukit Timah – Cingapura (prof 9 a 10 m)	F, Q, B, Ho	Indeformado (triaxial)	5-14	31-41	-	-	-	-	-	Rahardjo <i>et al.</i> (2004, 2012)
Bukit Timah – Cingapura (prof. 9 m)	F, Q, B, Ho	Indeformado (triaxial)	8	37	10 <sup>-9</sup>	-	-	-	-	Rahardjo <i>et al.</i> (2004, 2012)
Bukit Timah – Cingapura (prof. 14 m)	F, Q, B, Ho	Indeformado (triaxial)	2-12	32-41	10 <sup>-9</sup>	-	-	-	-	Rahardjo <i>et al.</i> (2004, 2012)
Malanjkhhand - Índia	Q, AF, Ol, B	Indeformado (triaxial)	-	-	-	200	-	-	-	Gupta e Rao (2000)
Porto - Portugal	Q, Ol, Al, M	Indeformado (triaxial)	4,5	45,8	-	-	-	-	-	Viana da Fonseca <i>et al.</i> (2006)

Material/Local	Composição da Rocha	Res. cisalhamento (saturada)			K <sub>sat</sub> (m/s)	Deformabilidade				Referência
		Condição	c' (kPa)	φ' (°)		E (Mpa)	σ <sub>p</sub> (kPa)	cc	Cv (cm <sup>2</sup> /s)	
Shouson Hill - Hong Kong (Valores médios)	Q, AF, Pl, B	Indeformado (Cis. Direto)	14	40	-	-	-	-	-	Irfan (1988)
Hong Kong	-	Indeformado (Cis. Direto)	0	39	10 <sup>-4</sup>	-	-	-	-	Cheung <i>et al.</i> (1988)
Porto - Portugal	Q, Al, Mu	Indeformado (triaxial)	59	26	-	-	100-150	0,024-0,23	3,23x10 <sup>-2</sup>	Novais-Ferreira e Viana da Fonseca (1988)
Porto - Portugal	Q, Al, Mu	Remoldado (triaxial)	0	35,6	-	-	100-150	-	-	Novais-Ferreira e Viana da Fonseca (1988)
Aswan – Egito (prof. 0,8 a 13m)	Q, AF, Pl, B, H	Indeformado (Cis. Direto)	12-17	38-45	-	-	-	-	-	Radwan (1988)
Poongam - Coréia do Sul (prof. 3 m)	-	Indeformado (Cis. Direto)	20-35	34-50	-	-	-	-	-	Jeong <i>et al.</i> (2000)
Sha Tin – Hong Kong	-	Indeformado (triaxial)	0	34,1	-	-	150	-	-	Wang e Yan (2006)
Bangladesh (?)	-	Compactado (triaxial compressão)	27	28	-	-	-	-	-	Mofiz <i>et al.</i> (2004)
Bangladesh (?)	-	Compactado (triaxial extensão)	23	27	-	-	-	-	-	Mofiz <i>et al.</i> (2004)
Inje, Coréia do Sul	-	Indeformado (Triaxial)	8	30	10-5	-	-	-	-	Kim e Lee (2013)
Shaw Kei Wan – Hong Kong	-	Compactado (Triaxial)	0	31-39	-	-	-	-	-	Ng <i>et al.</i> (2004)
Tai Wai – Hong Kong	-	Compactado (Cis. Direto)	0	30	-	-	-	-	-	Hossain e Yin (2010)
CEFEUP – Porto - Portugal	-	Triaxial (indeformado)	-	39	-	-	-	-	-	Gomes <i>et al.</i> (2012)

Material/Local	Composição da Rocha	Res. cisalhamento (saturada)			K <sub>sat</sub> (m/s)	Deformabilidade				Referência
		Condição	c' (kPa)	φ' (°)		E (Mpa)	σ <sub>p</sub> (kPa)	cc	Cv (cm <sup>2</sup> /s)	
Estação Salgueiros – Porto - Portugal	-	Triaxial (indeformado)	9	36	-	-	-	-	-	Gomes <i>et al.</i> (2012)
Guarda - Portugal	-	Triaxial (indeformado)	16-24	36-37	-	-	-	-	-	Rodrigues e Lemos (2006)
Hong Kong	-	-	0	35	10 <sup>-6</sup> 10 <sup>-4</sup>	-	-	-	3,2x10 <sup>-1</sup> - 32	Lumb (1962,1965) <i>apud</i> Saunders e Fookes (1970)
Malásia	-	-	24	30-35	10 <sup>-7</sup> 10 <sup>-6</sup>	-	-	-	-	Little (1965) <i>apud</i> Saunders e Fookes (1970)
Hong Kong		Compactado	0	28-38	10 <sup>-7</sup> 10 <sup>-5</sup>				1,8x10 <sup>-3</sup> – 7,1x10 <sup>-3</sup>	Lamb (1962) <i>apud</i> Saunders e Fookes (1970)
Melaka, Malásia	-	Triaxial	9-28	8-18	-	-	-	-	-	Kepli (1994) <i>apud</i> Salih (2012)
Johor – Malásia	-	Triaxial	8-13	28-33	-	-	-	-	-	Salih e Kassim (2012) <i>apud</i> Salih (2012)
Plover Cove Marine – Hong Kong	-	Triaxial (indeformado)	30	28	10 <sup>-8</sup> – 10 <sup>-9</sup>	-	-	0,15	3x10 <sup>-6</sup>	Guilford e Chan (1969) <i>apud</i> Dearman <i>et al.</i> (1978)
Plover Cove – Hong Kong (compactado)		Triaxial (compactado)	5	30	10 <sup>-9</sup>	-	-	1,16	4x10 <sup>-8</sup>	Guilford e Chan (1969) <i>apud</i> Dearman <i>et al.</i> (1978)
Coréia do Sul (compactado)		Triaxial (compactado)	0	39	-	-	-	-	-	Lee e Coop (1995)
Beacon Hill – Hong Kong	-	Triaxial (compactado)	0-5	37	10 <sup>-5</sup>	-	-	-	-	Junaideen <i>et al.</i> (2010)
Shau Kei Wan – Hong Kong	-	Triaxial (compactado)	0-4	36	10 <sup>-5</sup>	-	-	-	-	Junaideen <i>et al.</i> (2010)

Onde: Q-Quartzo, F-Feldspato, AF- Alkali-feldspato, Ol- Oligoclásio, Se- Serpentina, Or- Ortoclásio (K-Feldspato), Al-Albita, Ca-Caulinita, M-Montmorilonita, Il-Illita, B-biotita, Ho-Hornblenda, Ol-Olivina, Mu-Muscovita, Pl-Plagioclásio.

#### 2.4.4. Modelos constitutivos aplicados a solos residuais

A previsão do comportamento dos solos frente a solicitações de interesse no campo da geotecnia requer a adoção de modelos geomecânicos fiéis à condição de campo, a determinação de parâmetros de comportamento confiáveis e representativos e o emprego de modelos de previsão de comportamento adequados para o fenômeno estudado. Neste sentido, Leroueil e Vaughan (1990) enfatizam que o estudo dos solos sob a ótica da engenharia requer modelos matemáticos e conceituais capazes de descrever o real comportamento destes materiais.

A determinação dos níveis de segurança em encostas frente à ocorrência de instabilidades de encosta tem sido realizada frequentemente com o emprego de métodos baseados em equilíbrio limite, como Morgenstern-Price (1965) e Janbu (1954) para superfícies de qualquer formato, e Bishop (1955) e Fellenius (1936) para superfícies circulares.

Dada a larga utilização destes métodos, é fato que os mesmos mostram-se suficientes quando se objetiva determinar as solicitações críticas que conduzem o solo ao colapso. Por outro lado, tais métodos relevam as implicações de distribuição de tensões e deformações de tais solicitações na massa de solo, o que leva a uma significativa simplificação do problema. Estes métodos podem se mostrar limitados em situações como:

- Instabilidade de encostas que envolvem movimentos lentos e dependentes do tempo;
- Instabilidade de encostas que envolvem materiais cujos parâmetros de comportamento são variáveis com os níveis de deslocamento;
- Condições em geral, em que existe interesse em determinar-se o estado de tensões e/ou níveis de deformação impostos ao solo quando solicitado.

Nestas circunstâncias, as análises precisam ser feitas com base em métodos que consideram as relações tensão-deformação para o material em questão, requerendo o emprego de modelos matemáticos de previsão de comportamento geotécnico. Tais análises tendem a ser, ao mesmo tempo, mais realistas e complexas. Isto porque o emprego de modelos constitutivos permite traduzir um comportamento mecânico mais compatível com a realidade, mas que, por outro lado, requer uma quantidade maior de parâmetros de comportamento (os quais muitas vezes são de difícil obtenção), e modelos que são, por si só, mais complicados.

Uma vez que as equações constitutivas sejam implementadas, as análises são realizadas utilizando-se o método de elementos finitos (FEM), conforme discutido em Duncan (1996), tendo em vista que o problema a ser resolvido é iterativo. Diversos trabalhos relatam o

emprego de métodos fundamentados em modelos constitutivos para a avaliação de estabilidade de taludes, podendo citar-se Borja *et al.* (1989), Matsui e San (1992), Griffiths e Lane (1999) e Potts *et al.* (1977), além de tantos outros citados em Duncan (1996).

Uma das abordagens mais empregadas para previsão de comportamento geotécnico é o da teoria dos estados críticos, introduzida por Schofield e Wroth (1968), Atkinson e Bransby (1978) e Bolton (1979), e desenvolvida para o estudo do comportamento de solos em condição remoldada ou reconstituída. Contudo, como enfatizam Malandraki e Toll (1996), existe clara necessidade de se estender esta abordagem para incluir os efeitos da estrutura do solo. Esta extensão possibilita a adoção do modelo aos solos que apresentam comportamento condicionado por efeitos de estrutura e cimentação, como é o caso de muitos solos residuais.

Futai *et al.* (2004) utilizaram a teoria dos estados críticos para a descrição do comportamento de solos residuais de gnaiss do sudeste do Brasil, em condição indeformada e saturada, avaliando aspectos de comportamento como a plastificação e anisotropia. De forma mais específica podem ser citados os trabalhos de Ng *et al.* (2004) e Wang e Yan (2006), que investigaram o comportamento de solos de granito à luz da mecânica dos solos dos estados críticos. Ng *et al.* (2004) avaliaram a influência do estado e trajetória de tensões de um solo residual de granito de Hong Kong em condição compactada. Wang e Yan (2006) investigaram um solo residual de granito também de Hong Kong, verificando a adequabilidade do modelo dos estados críticos para expressar o comportamento geotécnico do mesmo em condição indeformada, apesar da presença de estrutura cimentada.

Em termos de resistência ao cisalhamento, solos sedimentares, como argilas normalmente adensadas e areias fofas, apresentam comportamento mais facilmente descrito, uma vez que a relação tensão x deformação não mostra picos de resistência, assim como não ocorre dilatação durante o cisalhamento, tampouco *hardening* ou *softening*. Para o caso da ausência de picos de resistência ou quando as deformações de interesse se dão aquém daquelas que conduzem o solo ao pico de resistência, modelos constitutivos elásticos não lineares como o modelo hiperbólico (DUNCAN e CHANG, 1970; BOSCARDIN *et al.*, 1990) e o modelo de *hardening* (SCHANZ, 2000) se mostram interessantes. Da mesma forma podem ter aplicação à predição do comportamento nestas circunstâncias os modelos elastoplásticos Cam-clay (SCHOFIELD e WROTH, 1968) e Cam-Clay modificado (ROSCOE e BURLAND, 1968), que têm como base conceitual a teoria dos estados críticos.

Em relação a ampliação da aplicação do modelo hiperbólico para outros materiais que não areias fofas e argilas normalmente adensadas, Stark *et al.* (1994) apresentaram diretrizes pioneiras à definição dos parâmetros de comportamento para siltes, cujo comportamento é notadamente transicional. Posteriormente, Stark *et al.* (2000) estenderam o estudo a solos siltosos cimentados e estruturados, mostrando diferenças marcantes nos parâmetros e comportamento exibidos pelo material cimentado em relação ao material reconstituído, conforme mostrado na Figura 15.

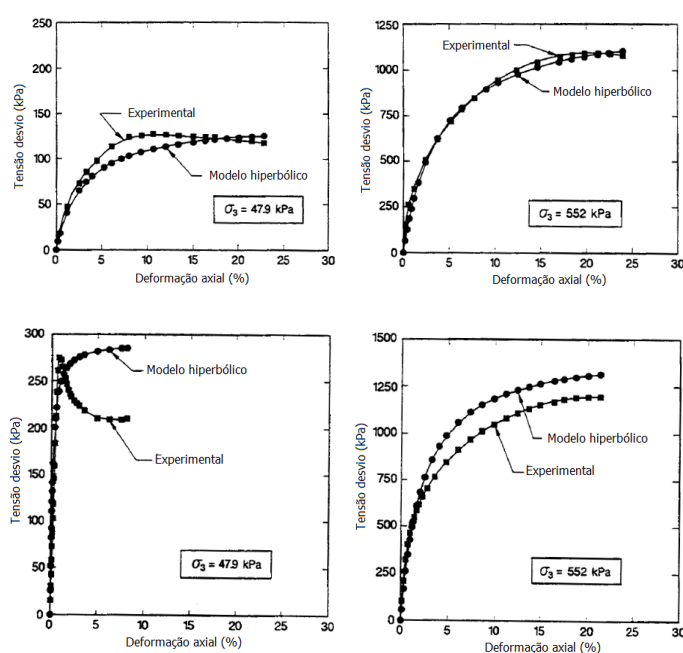


Figura 15: Curvas tensão x deformação experimentais e preditas de um solo silto (a) cimentado e (b) reconstituído (STARK *et al.* 2006).

No que tange à aplicação da teoria dos estados críticos a solos siltosos, cujo comportamento é transicional, cabe citar os trabalhos de Nocilla *et al.* (2006) em solos sedimentares siltosos da Itália, e de Ferreira e Bica (2006), Ferreira (2002) Martins *et al.* (2002) em solos residuais de arenito da Formação Botucatu, no Sul do Brasil.

Em solos argilosos pré-adensados e areias densas, ou ainda solos estruturados ou cimentados, requerem-se modelos mais complexos, que possibilitem contemplar a ocorrência de redução da resistência pós-pico (*strain-softening*) e dilatação. Nayak e Zienkiewicz (1972) apresentaram uma generalização das relações constitutivas elasto-plásticas que incluiu a reprodução do comportamento de *strain-softening*. Posteriormente, Prévost e Höeg (1975) apresentaram a



utilização do conceito de plasticidade como subsídio para o tratamento do solo como um material isotrópico com comportamento *strain-softening*.

Mais recentemente Pinyol *et al.* (2007) e Kavvadas e Amorosi (2000) sugeriram modelos de *strain-softening* para materiais estruturados, sendo alguns dos resultados desses últimos apresentados na Figura 16. Cabe citar também o trabalho realizado por Lollino *et al.* (2010), em que foram executadas análises de estabilidade de talude via elementos finitos envolvendo materiais que apresentam esse tipo de comportamento.

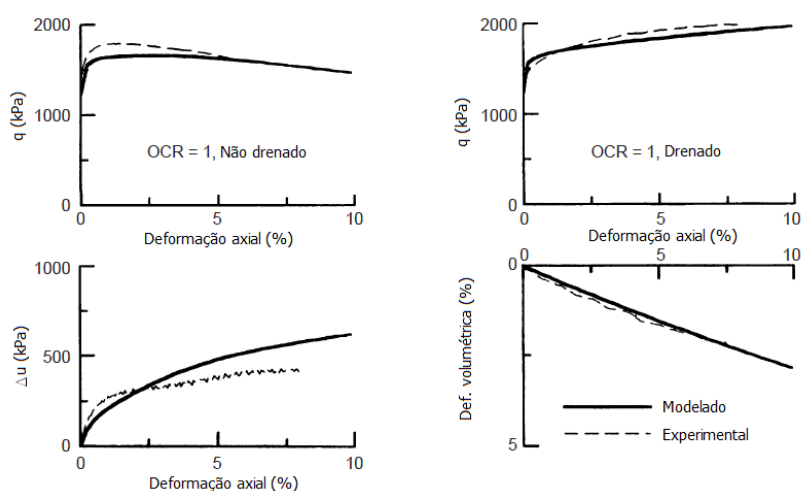


Figura 16: Previsão do comportamento de um solo estruturado (KAAVADAS e AMOROSI, 2000).

Prasad *et al.* (2013) apresentam uma tentativa de aplicação dos modelos Cam-clay, Cam-clay modificado e de Wheeler para descrição do comportamento, em termos de tensão e deformação, de quatro solos residuais tropicais da Índia, em condição remoldada e indeformada. Os autores utilizaram resultados de ensaios triaxiais e de compressão isotrópica para obtenção dos parâmetros de comportamento. Para os materiais em estado remoldado os modelos Cam-clay e Cam-clay modificado mostraram resultados bastante próximos dos determinados experimentalmente. No caso do solo indeformado, a presença de cimentação requereu o emprego do modelo de Wheeler, que mostrou-se apto à predição de picos de tensão, mas não de expansão volumétrica.

Mofiz *et al.* (2004) apresentaram um estudo experimental e modelagem das características tensão-deformação de um solo residual de granito compactado, do Sul da Ásia. Os autores empregaram ensaios triaxiais na fase experimental e utilizaram o modelo Cam-clay e um

modelo hierárquico para reproduzir o comportamento do material. Os autores apresentam curvas tensão-deformação bastante próximas às obtidas experimentalmente, neste caso em que a estrutura já não se mostra tão importante, seguindo trajetórias de tensão efetiva de compressão (Figura 17a) e extensão lateral (Figura 17b).

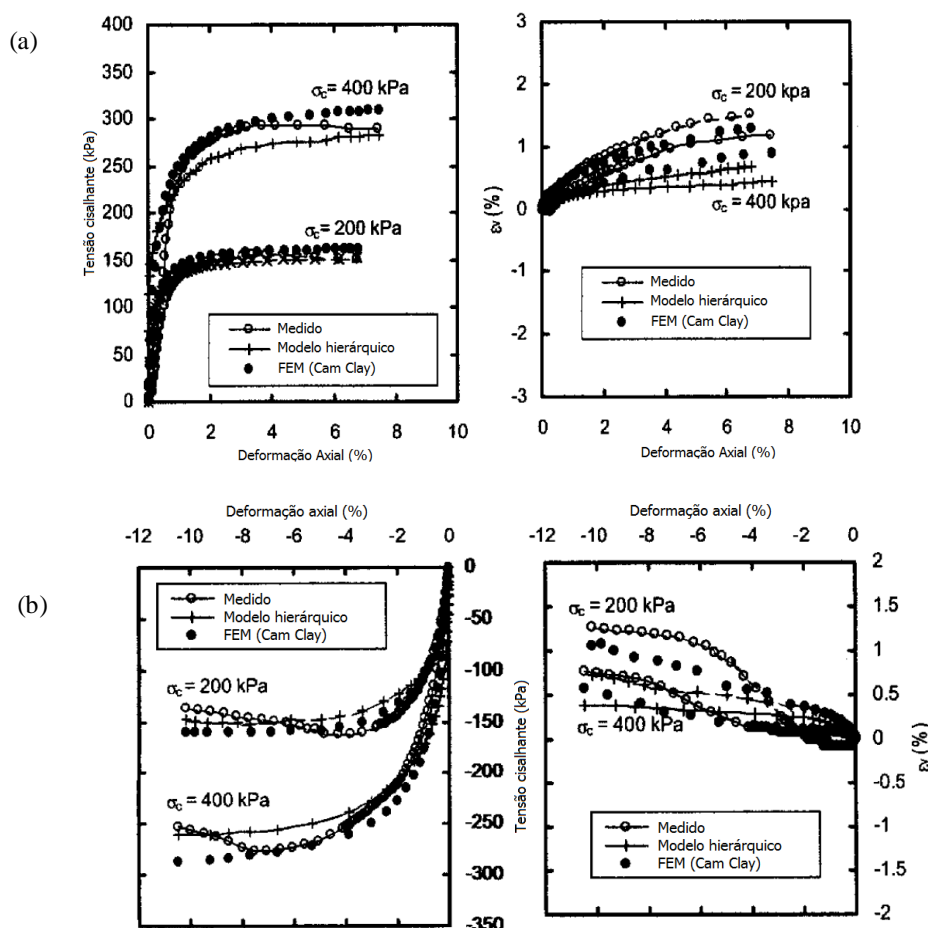


Figura 17: Resultados experimentais e previstos obtidos por Mofiz *et al.* (2004).

Yahia *et al.* (2006) determinaram, para um solo residual de arenito do Sudão, os parâmetros necessários à implementação do Modelo Cam-clay. Os autores compararam a validade de correlações existentes na literatura entre os parâmetros do modelo Cam-clay e o índice de plasticidade. Concluíram que as correlações recomendadas na literatura, fundamentadas com base no conhecimento em solos sedimentares, se aplicam também para aquele solo residual.

## 2.5. INSTABILIDADE DE ENCOSTAS CONDICIONADAS POR FALHAS E ESTRUTURAS RELIQUIARES

### 2.5.1. Origem e implicações

Muitos dos movimentos de massa que ocorrem em solos saprolíticos são, direta ou indiretamente, controlados por descontinuidades reliquias (IRFAN E WOODS, 1988). Segundo estes autores elementos estruturais das rochas como juntas, falhas, fraturas, planos de clivagem e foliação, além de estruturas litológicas como planos de acamamento, inconformidades, laminação, diques e minerais alinhados, constituem-se descontinuidades estruturais e fraquezas ao longo das quais os processos de intemperismo se concentram.

Em rochas graníticas de Hong Kong o espaçamento entre juntas e a extensão destas juntas variam entre 0,3 a 1 m e de 10 a 30 m, respectivamente (AU, 1996).

Nos solos tropicais, especialmente nos solos saprolíticos, a presença de estruturas reliquias, herdadas da rocha matriz, implica no aparecimento de regiões mais vulneráveis à instabilização, sobretudo em taludes de corte (WOLLE, 1985; NIEBLE *et al.*, 1985).

Irfan e Woods (1988) afirmam que um dos fatores geológicos mais significativos a afetar a estabilidade de taludes é a presença de descontinuidades reliquias, porque ao longo das mesmas a resistência ao cisalhamento é diminuída. Isto se deve: a) ao intemperismo mais intenso nestas zonas; b) menor resistência ao cisalhamento dos materiais que preenchem as descontinuidades e: c) menor resistência ao cisalhamento em superfícies que apresentam *slickensides*.

O intemperismo afeta a resistência ao cisalhamento, basicamente, porque leva a uma redução das irregularidades e conseqüentemente do atrito ao longo da descontinuidade, e porque provoca diminuição do ângulo de atrito do solo ou rocha por alterações mineralógicas, que se processam até que os materiais atinjam a resistência residual (IRFAN e WOODS, 1988).

As descontinuidades podem se apresentar preenchidas total ou parcialmente por minerais e outras substâncias. O preenchimento pode, de acordo com Irfan e Woods (1988), ser inerente à própria rocha matriz, removido de horizontes superiores ou formados no local por alteração ou intemperismo. Nesse sentido, Massad e Teixeira (1985) identificaram, em solos saprolíticos brasileiros, descontinuidades revestidas por óxidos de Fe e Mn, e substâncias húmicas advindas

da superfície. Referências à presença destas substâncias são feitas também por Au (1996) em granitos de Hong Kong, e Nieble *et al.* (1985) em rupturas de taludes no Brasil.

Au (1996), Irfan *et al.* (1987) e Irfan (1994, 1998) relatam a ocorrência de grandes rupturas ao longo de juntas preenchidas por veios de caulinita de origem hidrotermal em rochas ígneas e vulcânicas.

Em Hong Kong, Irfan (1998) relata que os materiais de preenchimento de descontinuidades têm normalmente a mesma mineralogia que a rocha intemperizada, incluindo caulinitas depositadas. Veios de argilas brancas de origem hidrotermal são também comuns em diversos terrenos. Jiao *et al.* (2005) destacam também a presença de óxido de Mn e veios de caulinita em solos saprolíticos graníticos e vulcânicos, os quais reduzem a condutividade hidráulica global de diversos maciços em Hong Kong.

Irfan (1998), Wolle (1985), Bishop *et al.* (1971) e Nakamura *et al.* (2010) afirmam que se as superfícies reliquias já sofreram movimentações cisalhantes no passado e apresentam *slickensides*, a resistência ao cisalhamento é localmente reduzida ao valor residual.

Em processos de instabilidades de taludes, a resistência residual é definida por Skempton (1964) como sendo a mais baixa resistência medida ao longo da superfície de deslizamento, onde as partículas de formato lamelar encontram-se orientadas paralelamente na direção do cisalhamento após deslocamentos suficientemente grandes.

O problema e implicações da resistência ao cisalhamento residual são discutidos com minúcia em Lupini *et al.* (1981), Skempton (1985), Rigo (2000, 2005), Rigo *et al.* (2006), entre outros.

Conforme Irfan e Woods (1988), *slickensides* podem ser feições muito antigas, formadas como resultado de movimentos tectônicos da rocha de origem, e que são preservadas durante o intemperismo. Estas feições podem ser ainda resultado de movimentos diferenciais sofridos já pelo solo saprolítico como resultado do intemperismo, que se processa por meio de alívio de tensões. Processos erosivos e movimentos de massa condicionam tais alívios de tensão.

Menores níveis de resistência ao cisalhamento ao longo de descontinuidades, em comparação com os solos e rochas que as contém, são relatados na literatura por diversos autores, conforme sumarizado na Tabela 21, que inclui também valores de resistência residual medidos no contato entre argilas e rochas.

O tipo de argilomineral tem direta influência na parcela friccional da resistência ao cisalhamento dos solos. Isto por conta das diferenças em termos de tamanho e forma das

partículas e superfície específica. Assim, espera-se, por exemplo, que caulinitas tenham maior resistência ao cisalhamento que montmorilonitas (MOORE, 1991).

Tabela 21: Parâmetros de resistência ao cisalhamento em solos residuais e em descontinuidades preenchidas.

Referência	Solo indeformado		Descontinuidades	
	c' (kPa)	$\phi'$ (°)	c <sub>r</sub> (kPa)	$\phi_r'$ (°)
Granitos, Encosta do Soberbo – RJ (Silveira, 1993)	16	29	5	10
Veios de caulinita em solo residual de rocha vulcânica – Hong Kong (Koo, 1982)	6	32	0	20
Veios de caulinita em saprólitos Vulcânicos e Graníticos – Hong Kong (Irfan, 1998)	-	32-38	0-30	14-31
Cunha com contato entre caulinita e granito, Richards (1976) <i>apud</i> Dearman <i>et al.</i> (1978)	-	-	-	16,5
Contato rocha-caulinita, Kanji (1970) <i>apud</i> Dearman <i>et al.</i> (1978)	-	-	-	12-22
Contato rocha-illita, Kanji (1970) <i>apud</i> Dearman <i>et al.</i> (1978)	-	-	-	6,5-11,5
Contato rocha-montmorilonita, Kenney (1967) <i>apud</i> Dearman <i>et al.</i> (1978)	-	-	-	4-11

Kanji (1976) *apud* Irfan e Woods (1985) relatou ângulo de atrito de 12° e 22° em juntas preenchidas por caulinita, sendo o valor mais baixo medido em amostras polidas. A caulinita, de acordo com Irfan (1998), apresenta menor ângulo de atrito quando submetida a ação lubrificante da água. Horn e Deere (1962) relatam razões da ordem de  $\phi'_{\text{saturado}}/\phi'_{\text{seco}}=0,4$  a 0,6.

Segundo Wolle (1985) e Irfan (1998), quando a fissuração reliquiar é muito intensa e caótica, o maciço tende a apresentar comportamento semelhante ao de material não coesivo. Em casos em que as fissuras são menos intensas, elas tendem a isolar cunhas ou blocos que podem deslizar ao longo de planos de fraqueza.

Sobre a presença de múltiplas descontinuidades, Irfan e Woods (1988) destacam que é comum que a superfície de ruptura passe de uma descontinuidade reliquiar à outra através do solo residual existente entre elas, diferentemente do que acontece em rochas.

Vaughan e Kwan (1984) apresentaram uma teoria acerca do desenvolvimento de estruturas reliquias no solo por causa de mudanças nas tensões *in situ*, as quais foram impostas pela intemperização. Neste trabalho, os autores relacionam o surgimento de superfícies de cisalhamento quase verticais ao longo de taludes (Figura 18) por conta da diminuição das tensões horizontais, promovida pela redução da rigidez e da resistência, causada pelo intemperismo. Estas superfícies poderiam, no futuro, vir a desenvolver *slickensides*.

Descontinuidades herdadas da rocha preenchidas por sais de Mn aumentariam a possibilidade do surgimento destas superfícies de cisalhamento.

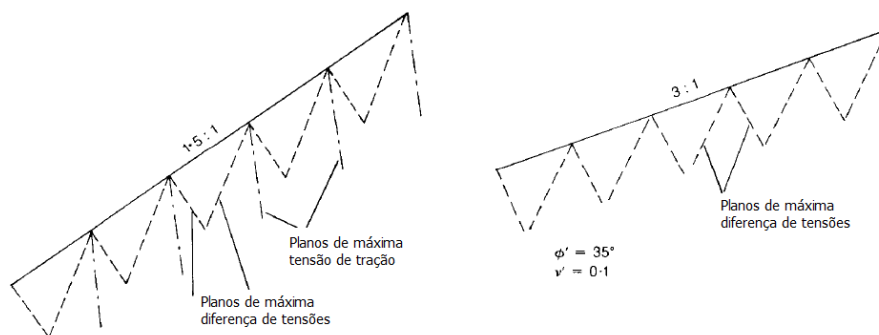


Figura 18: Planos de máxima razão de tensões oriunda da ação da gravidade em um talude infinito (VAUGHAN E KWAN, 1984)

Além da redução da resistência ao cisalhamento, a existência de descontinuidades reliquias tem efeitos na dinâmica da água sub-superficial. Quando essas estruturas atuam como barreiras de baixa permeabilidade, altos níveis de poropressão são localmente desenvolvidos. Quando estas falhas não se encontram preenchidas, atuam então como canais preferenciais para a passagem de água, estando relacionadas, inclusive, ao início de processos de *piping* (IRFAN, 1998). Sobre essa questão, cabe destacar o já mencionado trabalho de Jiao *et al.* (2005), que cita a ação de juntas preenchidas por caulinita como redutores da permeabilidade de maciços em Hong Kong. Por outro lado, também estes autores relatam medidas de valores de coeficiente de condutividade hidráulica crescentes com a profundidade até cerca de 50 m, quando o saprólito não se mostrava afetado por estruturas reliquias.

Níveis de poropressão ao longo de estruturas reliquias podem variar diferentemente do solo no entorno da zona de descontinuidade, sendo que rápidas mudanças em poropressões ao longo destas descontinuidades podem ocorrer mesmo sob sensíveis variações na quantidade de água (COWLAND e RICHARDS, 1985 *apud* IRFAN, 1998).

Outro efeito da presença de descontinuidades em maciços é o retardo na ocorrência de instabilidades. Em relação a esta questão Franks *et al.* (1996) relatam eventos de instabilidades ocorridos poucos dias após fortes chuvas. Os autores atribuem este *delay* entre o evento de chuva e a instabilidade à gradual elevação das pressões de água, em pontos localizados, confinados por solos residuais do intemperismo de diques básicos.

Para Cowland e Carbray (1988), alguns indicativos de prováveis descontinuidades reliquias podem ser obtidos a partir de mapas geológicos que indicam sistemas regionais de falhamentos.

### 2.5.2. Exemplos de rupturas associadas a descontinuidades

Os principais modos de ruptura em solos saprolíticos podem ser congregados em quatro grupos, segundo Irfan (1988), sendo eles:

- Rupturas translacionais com superfície de ruptura definida total ou parcialmente por estrutura reliquiar;
- Tombamentos;
- Rupturas circulares e não-lineares;
- *Creep* progressivo e rupturas complexas;

Cowland e Carbray (1988) relatam a ocorrência de três rupturas em taludes de corte condicionadas por descontinuidades reliquias presentes na massa de solo, no território de Hong Kong. Neste caso as rupturas envolveram solos residuais de rochas vulcânicas e de cinzas vulcânicas previamente consolidadas (*breccias*). Em um dos casos, os autores destacam que a família de descontinuidades, paralela a um dique, promoveu um movimento do tipo tombamento. Um exame detalhado das trincas existentes no terreno revelou que se tratavam de juntas reliquias com superfícies polidas (*slickensides*) e que estavam preenchidas por óxido de Mn. Nos demais movimentos relatados, as rupturas se deram de forma translacional em taludes de corte com aproximadamente 30° de inclinação.

Irfan e Woods (1988) relatam a ocorrência de uma ruptura de talude rodoviário após a execução de um corte com 30 m de altura em um solo residual (saprolítico) de granito em Hong Kong. A ruptura ocorreu ao longo de uma descontinuidade reliquiar com cerca de 20 mm, contínua e quase vertical, preenchida por caulinita. Os mesmos autores relatam, também em Hong Kong, a ruptura de um talude rodoviário de 18 m de altura, em solos de granito, organizado em sucessivas bancadas. Estudos revelaram a presença de juntas reliquias com ângulo de mergulho de 35° a 50°, revestidas por argilas, as quais se mostravam expostas na superfície de ruptura. Concluiu-se que a ruptura se deu em função da presença destes planos com orientação adversa, embora o movimento não tenha ocorrido ao longo de uma única junta, mas se propagado através do solo residual intacto, e interconectando várias juntas.

Um terceiro caso sobre rupturas controladas pela presença de descontinuidades reliquias é reportado em Irfan e Woods (1988). Trata-se de uma série de escorregamentos em solos

residuais de rochas vulcânicas e metassedimentares na Malásia. De particular significância é a presença de argilas com baixa resistência ao cisalhamento revestindo a superfície das juntas. Os autores chamam atenção para a abertura de descontinuidades reliquiares pouco tempo após a realização de novos cortes em encostas, presumivelmente, como resultado do alívio de tensões. Estas descontinuidades potencializam a infiltração de água que colabora com o desenvolvimento de instabilidades.

Siu e Premchitt (1990) *apud* Irfan (1998) descrevem uma ruptura ao longo de uma junta reliquiar contínua e preenchida por caulinita, em materiais graníticos de Hong Kong. Também em Hong Kong, Brand (1985) descreve uma ruptura progressiva ao longo de uma série de juntas de baixo ângulo, preenchidas por caulinita em solos saprolíticos de granito.

Hasegawa *et al.* (2009) relatam que o avanço de uma zona de falha por empurrão foi acompanhado por alterações hidrotermais, e formação de argilas na superfície de deslizamento, o que tem condicionado sucessivos movimentos de massa na região central do Nepal.

Raimundo *et al.* (2002) descrevem uma ruptura ocorrida no contato entre granito e diabásio, em Florianópolis - SC. Esta ruptura, segundo os autores, foi condicionada pela presença de diversos veios argilosos, com espessuras milimétricas até centimétricas e orientação paralela às superfícies das referidas rupturas. Os autores propõem que tais veios atuaram como elementos redutores da condutividade hidráulica e da resistência operacional do maciço, visto que apresentam parâmetros de resistência inferiores aos do saprólito de granito.

Este último caso é de especial interesse, não apenas por conta de sua localização, mas também porque os agentes preparatórios propostos pelos autores, assim como o contexto geológico, são, em parte, semelhantes a aqueles que imperam na área de estudos da presente tese.



### 3. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDOS

Este capítulo objetiva caracterizar a área de estudo da presente pesquisa. Inicialmente são apresentados dados gerais sobre o município de São José, onde se insere a área estudada. Posteriormente é feita a apresentação da área de estudos propriamente dita, o que contempla a topografia e geologia da área. Também é feita uma descrição dos movimentos de massa ocorridos na área de estudo, em termos de cronologia dos acontecimentos e aspectos geotécnicos de interesse.

Os dados de mapeamentos geológicos apresentados foram obtidos de bases pré-existentes, assim como a topografia original do terreno. A topografia atual da área de estudos, apresentada neste capítulo, é resultado de um levantamento realizado especificamente para esta tese.

#### 3.1. ASPECTOS GERAIS

A área de estudo desta pesquisa localiza-se na comunidade de Potecas, município de São José – SC, região que se caracteriza como uma área de expansão urbana do referido município. O mapa da Figura 19 mostra a localização do Município em relação ao estado de Santa Catarina.



Figura 19: Localização do Município de São José, no estado de Santa Catarina.

O Município de São José possui área de 152 km<sup>2</sup>, está localizado na Região Metropolitana de Florianópolis (RMF), e encontra-se conurbado com o município de Florianópolis, capital do

Estado, bem como com os municípios de Palhoça e Biguaçu. A Figura 20 mostra uma imagem de satélite da Região Metropolitana de Florianópolis (RMF) em perspectiva, bem como vetores que indicam a direção com que tem ocorrido a expansão destas cidades.



Figura 20: Perspectiva da Região Metropolitana de Florianópolis.

Em relação à população, o município de São José possuía em 2013, 224.779 habitantes (IBGE, 2014). Em 1991, data dos primeiros dados disponíveis no IBGE, a população era da ordem de 139.500 habitantes, havendo, portanto, um crescimento de cerca de 60% em 22 anos.

O clima da região é classificado, segundo o sistema de Köppen-Geiger, como “Cfa”, ou seja, subtropical úmido com verões quentes. No que tange ao regime de chuvas, por influência do tipo climático dominante, a região estudada tem como característica volumes médios precipitados relativamente homogêneos ao longo de todo o ano. Entretanto, é possível definir um intervalo entre abril e agosto quando as chuvas são menos intensas e, entre dezembro, e março um período de precipitações mais abundantes (Figura 21a). Os níveis de precipitação máxima mensal mostram-se bastante variáveis, evidenciando a susceptibilidade da região à ocorrência de chuvas anômalas. Não raramente os picos de chuvas coincidem com a ocorrência de desastres naturais. A Figura 21b apresenta os níveis de precipitação total anual registrados entre 1962 e 2012 no município de Florianópolis.

Embora existam hiatos nas medidas, é possível observar a ocorrência de um comportamento cíclico nos níveis de precipitação, com anos de grandes acumulados alternando com períodos mais secos. Eventualmente tem-se anos com chuvas muito acima dos níveis normalmente registrados, como em 1982 e 2008. Como resultado das chuvas de 1982, o estado de Santa Catarina sofreu inundações históricas. Já em 2008, registrou-se o maior número de

instabilidades de encosta da história do Estado, com milhares de movimentos gravitacionais de massa. Tais movimentos concentraram-se, sobretudo, na região do Vale do Itajaí, mas diversos foram os registros na Região Metropolitana de Florianópolis, incluindo a área de estudos desta pesquisa.

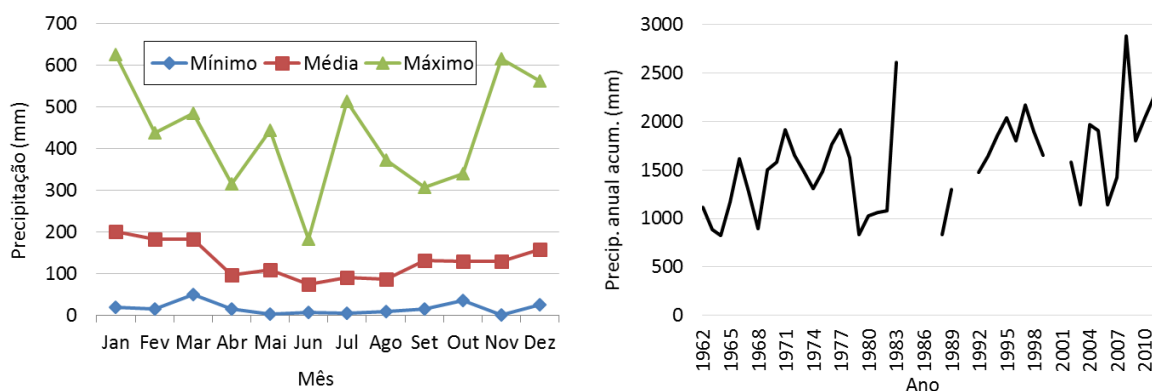


Figura 21: Médias mensais de chuvas e histórico de precipitação acumulada anual em Florianópolis.

## 3.2. DELIMITAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDOS

### 3.2.1. Localização

A área estudada consiste em uma encosta natural na qual foram feitos movimentos de terra (cortes) importantes. Sua localização é dada pelas coordenadas UTM: 732.279 E e 6.948.068 S. A altitude média deste ponto é de 53 m acima do nível do Mar, ao passo que a elevação como um todo atinge cerca de 130 m de altura.

A encosta é voltada para noroeste e ao pé da mesma, já em planície, encontra-se um bairro residencial denominado Condomínio Sagrado Coração de Jesus. Em meia encosta existe uma residência construída e outras duas em construção. O mapa da Figura 22 mostra a localização da área com relação à RMF, enquanto que o mapa da Figura 23 traz a localização detalhada, com a delimitação da área estudada.

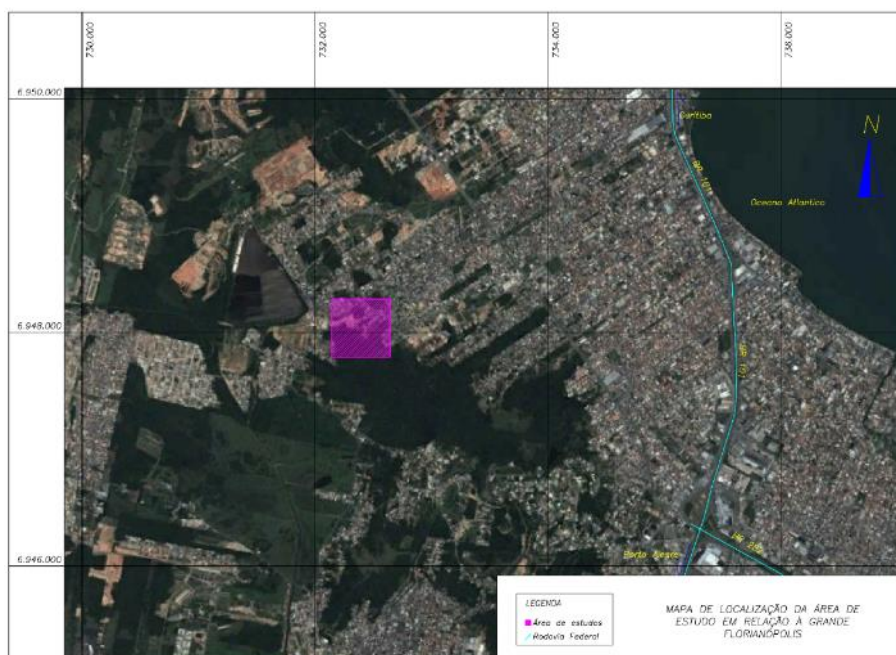


Figura 22: Localização da área de estudos em relação à Região Metropolitana de Florianópolis.



Figura 23: Delimitação da área estudada.

A conformação topográfica da encosta, anterior aos movimentos de massa, é apresentada no modelo digital do terreno mostrado na Figura 24, gerado com base em um levantamento planialtimétrico realizado pela Prefeitura de São José, no ano de 2006. A encosta está inserida em uma elevação com declividades que variam de 11% a 53%.



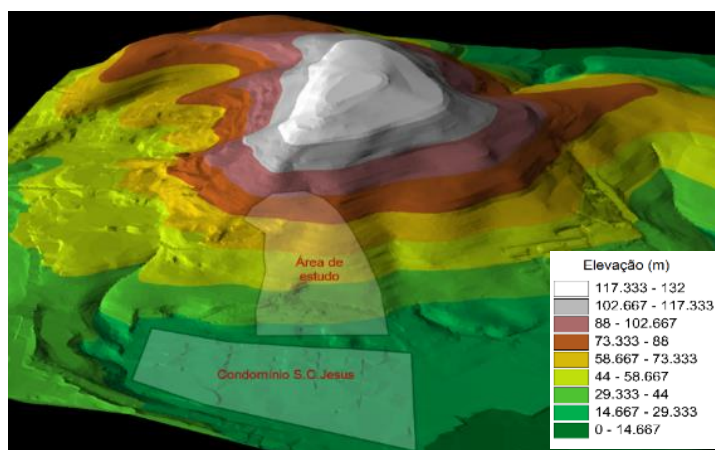


Figura 24: Modelo Digital do Terreno anterior às intervenções na encosta.

Uma perspectiva da encosta em abril de 2013 é mostrada na Figura 25a. A exposição de solo mostrada na imagem não refere-se unicamente às cicatrizes de rupturas, mas também ao resultado de escavações executadas como parte de projetos para estabilização do talude, mas que até a época não haviam surtido o efeito desejado. Atualmente a encosta apresenta o aspecto mostrado na Figura 25b, uma vez que obras de reconformação topográfica foram executadas.

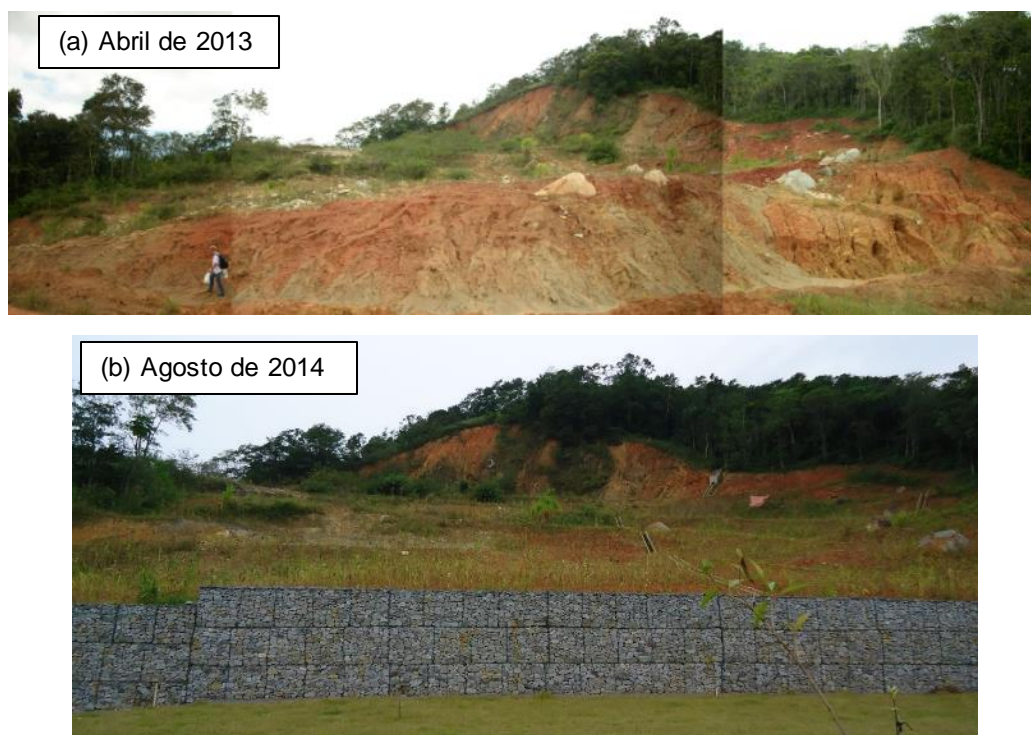


Figura 25: Perspectivas da encosta estudada.

### 3.2.2. Histórico do movimento de massa

A Prefeitura Municipal de São José possui extensa documentação acerca do histórico recente de instabilidades na área de estudo. De acordo com reportagens veiculadas na imprensa local, os primeiros escorregamentos, embora lentos, ocorreram em janeiro de 2002, e desde então diversos outros movimentos têm sido registrados.

Os registros mais recentes iniciam-se quando, entre os dias 22 e 24 de novembro de 2008, chuvas intensas atingiram a região e deflagraram um movimento de massa no local, evidenciado pelo aparecimento de fendas no solo, trincas em uma construção localizada a montante do condomínio e deslocamentos do pavimento próximo a esta edificação. Este movimento se deu de forma lenta e logo foi suspenso, não deslocando a massa mobilizada encosta abaixo. Contudo foi necessária a interdição de moradias do condomínio contíguo, por parte da Defesa Civil.

Em junho de 2009 vistorias indicaram que os movimentos continuavam ativos, fato corroborado pelo aumento nas trincas existentes nas residências no entorno da área, o que motivou a proposição de uma solução de estabilização para a encosta. Este projeto previa a execução de um muro de gabião, com 3 metros de altura, junto ao limite do condomínio e o retaludamento da encosta a montante, além da construção de drenos horizontais para drenagem profunda. Este projeto visava exclusivamente proteger o condomínio. Posteriormente, em setembro daquele ano, chuvas intensas (307 mm no mês) promoveram novas deformações e o risco de novos escorregamentos resultou na ordem de interdição de 17 moradias do condomínio.

Em abril de 2010 foram levantados questionamentos sobre a eficiência das medidas apresentadas no projeto de estabilização anteriormente proposto. Dúvidas acerca da representatividade das informações geotécnicas existentes também foram levantadas. Na ocasião foram realizadas sondagens SPT e, com base nestas, julgou-se o projeto adequado. No mês seguinte um projeto executivo para estabilização de toda a encosta foi apresentado por uma segunda empresa.

No dia 23 de maio o talude junto ao condomínio no pé da elevação sofreu instabilização, depositando o solo deslocado no interior do condomínio, como mostrado na Figura 26. Em junho, a massa de solo deslocada foi removida e uma cortina em madeira e sacos de areia foi executada (Figura 27a). No entanto, no mês de agosto, foi novamente solicitada a interdição da área adjacente ao talude por conta de sucessivos escorregamentos ocorridos em virtude de chuvas intensas que atingiram a região. Posteriormente, a cortina de madeira foi rompida pelo contínuo movimento de massa (Figura 27b).



Figura 26: Massa de solo depositada sobre rua do condomínio.



Figura 27: Aspecto da cortina de madeira executada para contenção dos primeiros escorregamentos.

Em novembro do mesmo ano o projeto de estabilização previsto no mês de maio precisou ser reavaliado. Isto porque ocorreram rupturas nos taludes após a execução dos serviços de terraplanagem das primeiras banquetas, além de intenso afloramento de água no terreno. Conforme a projetista, estes problemas ocorreram porque as obras no interior do condomínio modificaram a geometria da encosta, e porque não haviam sido executados os drenos horizontais profundos inicialmente previstos. Nesta ocasião foi construído um muro de gabiões no limite da encosta, junto ao condomínio. Posteriormente, em setembro de 2011, novos deslizamentos atingiram a área, destruindo as bancadas parcialmente executadas.

Em julho de 2012, em visita ao local, verificou-se a ocorrência de movimentos de massa recentes na área de intervenção. Além disso, podia-se observar a existência de trincas na área de mata a montante da cicatriz e outras deformações aparentemente recentes, que evidenciavam a ocorrência de múltiplos movimentos de massa e a ineficácia das soluções até então



executadas. A Figura 28 mostra cicatrizes que na época indicavam a ocorrência de movimentos ao longo do talude.



Figura 28: Indicativos de escorregamentos em curso na área de estudo no ano de 2012.

Em julho de 2013 novas obras foram executadas com o intuito de estabilizar a encosta. Um muro de gabião foi construído em meia encosta, além do retaludamento da encosta. Adicionalmente, um sistema de drenagem superficial e drenos sub-superficiais foram executados. Estes drenos consistem em tubos de PVC com 25 mm de diâmetro inseridos no terreno, em profundidades inferiores à 1 m, e com no máximo 5 m de extensão, que descarregam a água coletada nas canaletas de concreto. A Figura 29 mostra o aspecto de alguns dos dispositivos relatados.



Figura 29: Aspecto das estruturas executadas em julho de 2013



Contudo, apesar de a porção inferior da encosta, onde encontram-se as residências, não ter sido atingida por movimentos gravitacionais de massa nos últimos tempos, os movimentos ainda mostram-se ativos ao longo da porção superior da mesma. Quatro meses após a execução das últimas obras relatadas, uma inspeção revelou a existência de trincas no solo em algumas das banquetas (Figura 30a), bem como rachaduras nas canaletas (Figura 30b).



Figura 30: Evidências de movimentos junto às obras executadas em julho de 2013

Assim, não é possível considerar a encosta estável, pois movimentos localizados vêm ocorrendo ao longo do tempo. Os efeitos da redistribuição de tensões ocasionada por estes movimentos, associados à influência de estrutura reliquias, levam a se considerar a possibilidade de movimentos de maior monta a longo prazo.

### 3.3. CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA

A Figura 31 mostra o mapa geológico da área de estudos e arredores, tendo sido construído a partir da base de dados vetorial da Carta do Brasil ao Milionésimo, (PERROTA *et al.* 2004), publicada pela CPRM. De acordo com este mapeamento a área de estudo está localizada sobre granitoides neoproterozoicos tipo I, pós orogênicos, que consistem em granitos foliados, calcialcalinos de alto K (GEOBANK-CPRM, 2014). Estas rochas são oriundas do evento geotectônico denominado Orógeno Pelotas e fazem parte do Cinturão Dom Feliciano e, mais especificamente, do Escudo Catarinense, como sugere a proposta de compartimentação apresentada por Horn Filho & Diehl (1994).

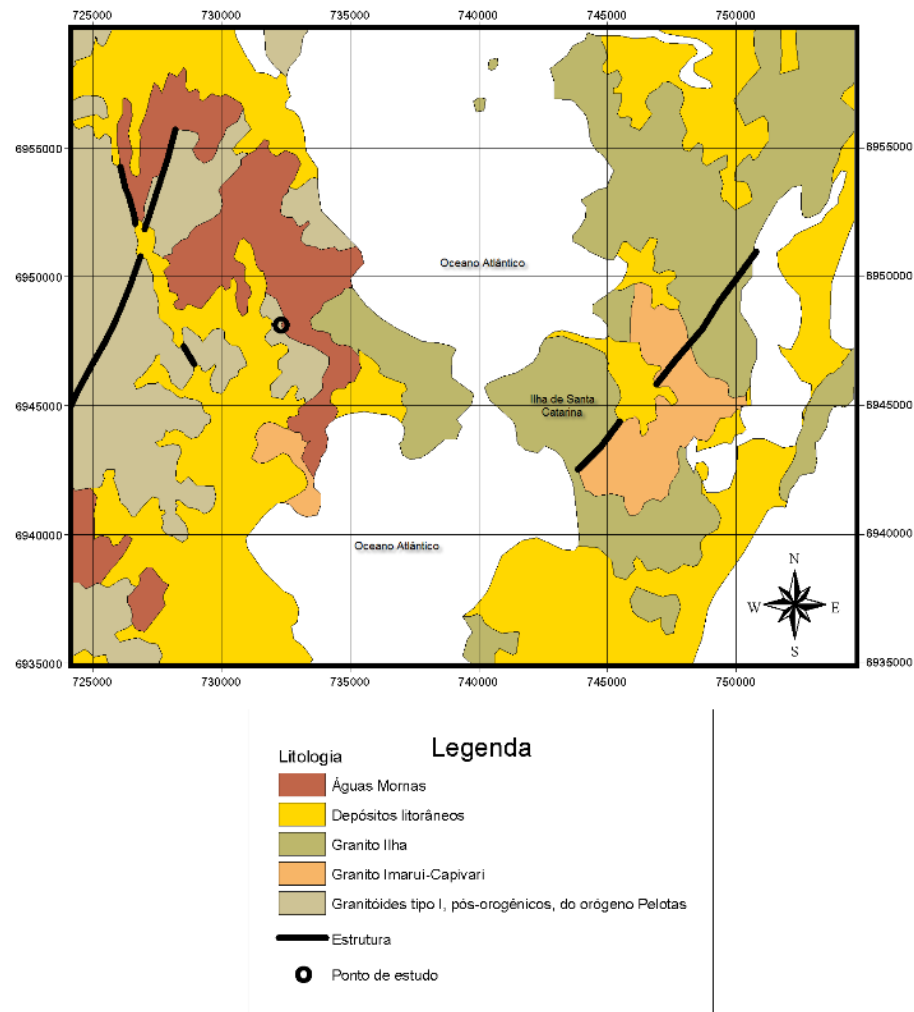


Figura 31: Mapa geológico da Região Metropolitana de Florianópolis.

A área estudada encontra-se também muito próxima à transição entre os Granitos e a unidade Complexo Ortognaisse Águas Mornas, cujo magmatismo é de fácies anfibólio, desenvolvido sob processo regional. Apesar de esta unidade ser anterior aos granitos, datada do paleoproterozoico, a mesma serve como indicativo do histórico de metamorfismo nesta região.

A Figura 32 apresenta um mapa esquemático da área de estudo, com base no qual se descreve o contexto geológico e geotécnico da mesma.

Do ponto de vista estrutural, verifica-se a existência de uma falha que em campo é muito evidente, denominada “Falha 1”. Duas outras falhas, pertencentes provavelmente à uma mesma família, denominadas “Falha 2” e “Falha 3”, também foram identificadas. A existência e localização das Falhas 2 e 3 foram inferidas a partir de observações em campo, investigações diretas tipo SPT e investigação indireta do tipo eletrorresistividade por caminhamento.

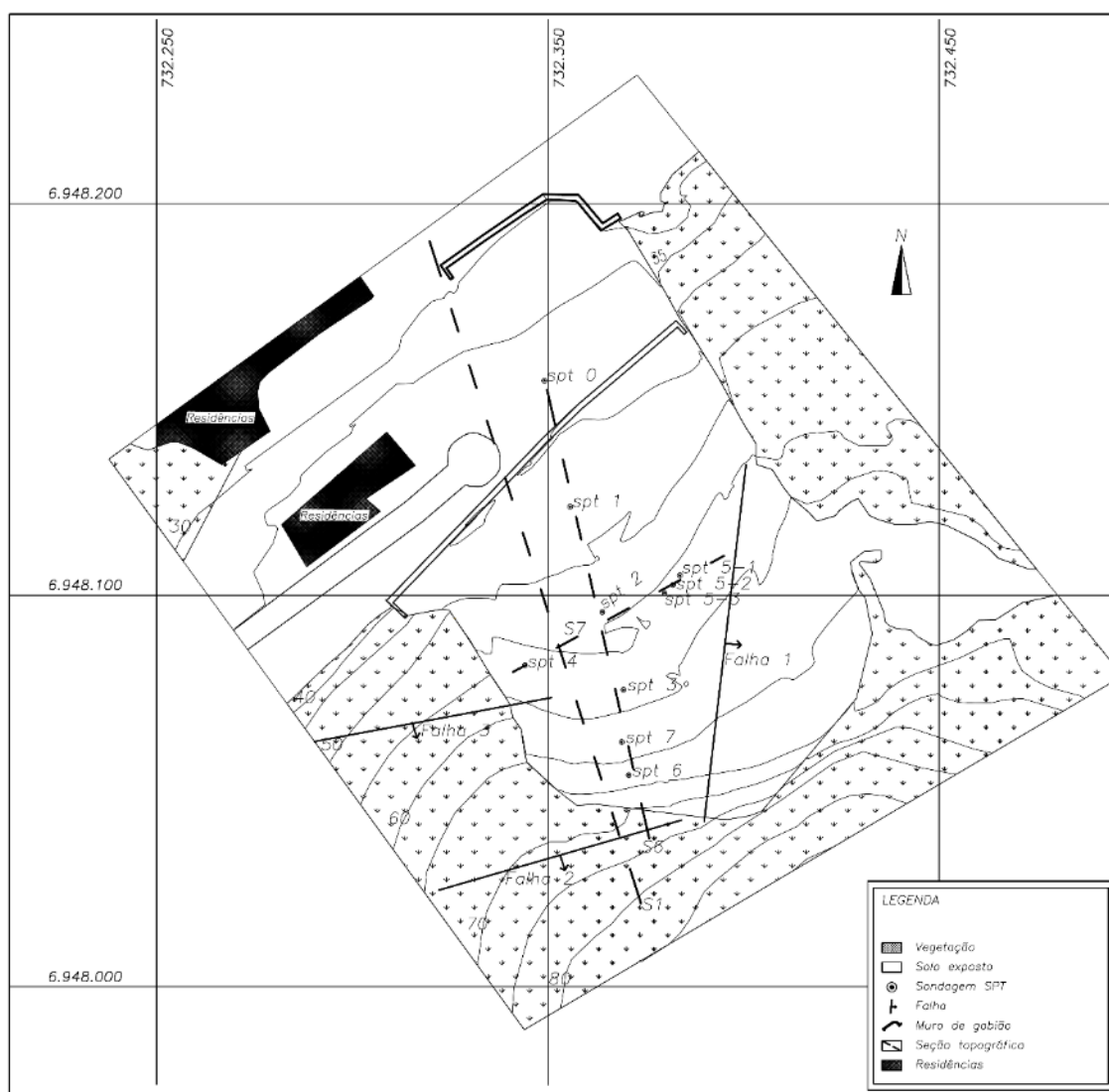


Figura 32: Mapa esquemático da área de estudo.

A Falha 1 é do tipo inversa e tem cerca de 10 metros de largura. A orientação desta falha, a NE, é muito similar às registradas em corpos graníticos localizados a oeste da área de estudo, como mostrado na Figura 31 (mapa geológico regional). O deslocamento ocorrido no terreno, condicionado por esta falha, pode ser observado na Figura 33.

A Falha 2 aparenta ser praticamente vertical, quase ortogonal à Falha 1, e tem cerca de 20 m de largura. Já a Falha 3 é aparentemente inversa e tem mesma orientação da Falha 2, apresentando cerca de 15 m de espessura.

A Falha 1 marca o contato entre uma zona estável, localizada a leste da mesma, e a zona instável, onde são observados os movimentos de massa a que se fez referência. O contato entre as duas regiões é claramente observável na Figura 34, sendo a rocha aflorante um granitoide.



Figura 33: Vista geral da Falha 1 com indicação do rejeito da falha.



Figura 34: Afloramento do granitoide no limite da Falha 1.

Do ponto de vista da litologia a encosta caracteriza-se pela predominância de granitoides, podendo ser encontrados diversos blocos de rocha inersos na matriz de solo, bem como afloramentos do embasamento, como já mostrado na Figura 34.

Na Figura 35a é mostrada a face de um fragmento de rocha granítica após cortado, onde é possível observar a textura e coloração da rocha. Esse litotipo também ocorre sob a forma de matacões (Figura 35b). O matacão mostrado apresenta feições indicativas da ocorrência de deformações, como é possível observar no detalhe na Figura 35c. A magnitude do deslocamento relativo entre as partes pode ser inferida pela descontinuidade gerada ao longo da camada de rocha mais clara.



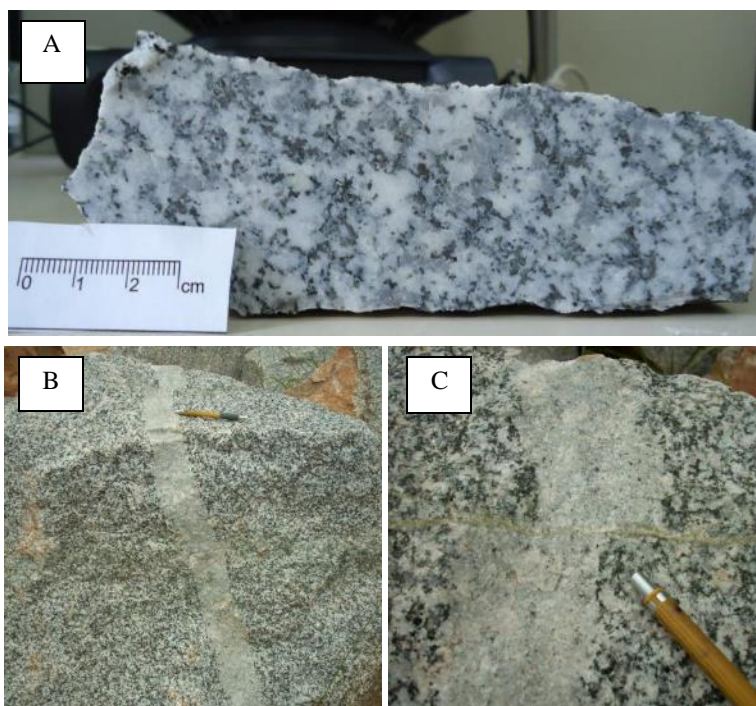


Figura 35: Aspecto dos granitoides existentes na área estudada.

Além do granito, a ocorrência de riolitos foi constatada na área de estudo. Este pode ser encontrado em condições de elevada sanidade, sob a forma de matações, conforme mostra a Figura 36, assim como extremamente alterados e fragmentados, ao longo da Falha 1, como mostrado na Figura 37.

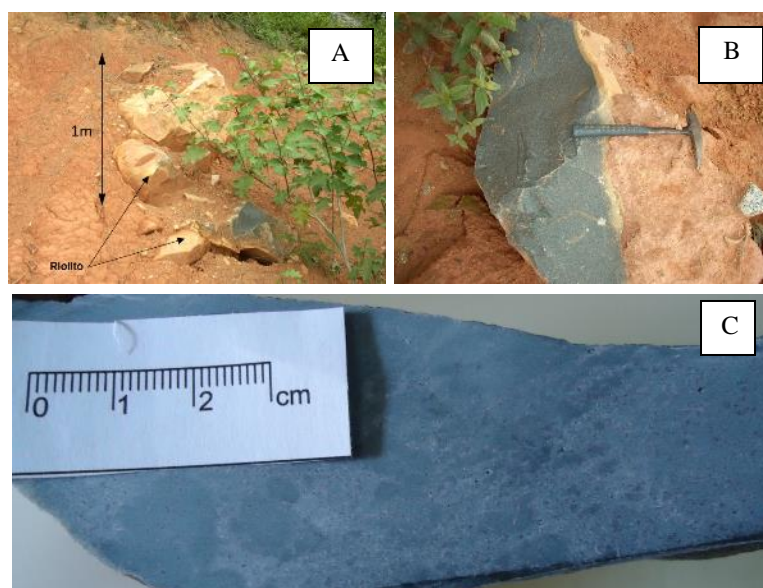


Figura 36. Aspecto do riolito em estado são.

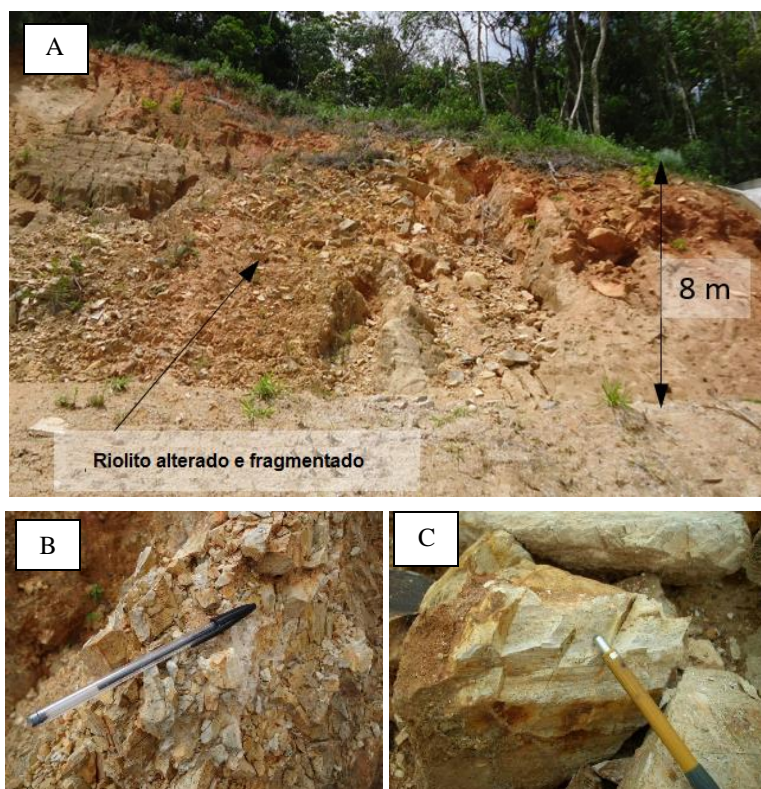


Figura 37. Riolito alterado

Na Figura 36a pode-se observar o modo com que os matacões de riolito ocorrem na área estudada. Estes estão concentrados nas proximidades da Falha 3, imersos em uma matriz de solo argiloso, o qual posteriormente será caracterizado. O fato de terem se deslocado para uma área mais distante da Falha 1 fez com que os mesmos sofressem alteração menos intensa.

Na Figura 37a, mostra-se o eixo da Falha 1, onde a ocorrência dos riolitos é profusa. Ao longo desta falha as alterações hidrotermais, típicas do local, se processam de forma mais intensa. As Figura 37b e c mostram o aspecto brando e friável, assumido pelos riolitos que ocorrem junto à referida falha.

O riolito é uma rocha vulcânica ácida, geralmente clara, composta principalmente por alcali-feldspatos e sílica livre, formada por magma similar ao dos granitos. Em menor proporção podem ocorrer minerais máficos. A textura desta rocha é afanítica por conta do rápido resfriamento do magma, ou porque este é demasiadamente denso para possibilitar a mobilidade dos elementos.

A existência destes litotipos na área e os resultados da investigação de campo corroboram a caracterização geológica da região apresentada na literatura, não apenas em relação à predominância dos granitos, como também acerca da existência de zonas de descontinuidade

estrutural. Enquanto que os granitos formam a litologia principal, a existência de um dique ácido é comprovação da ocorrência de atividade geotectônica na região, como já indicado em Basei (1985) e Bitencourt *et al.* (2008).

A importância da existência de descontinuidades no terreno não se restringe apenas ao comportamento dos maciços rochosos, mas também à influência destas feições na intensidade dos processos de intemperismo e formação de solos residuais, bem como no comportamento geotécnico destes solos.

A espessura da cobertura de solo nesta área foi determinada por meio de investigação geotécnica direta e indireta. Nas Figura 38 Figura 39 são apresentados perfis estratigráficos e topográficos construídos com base nas sondagens SPT, ao longo das seções 6 e 7, respectivamente, as quais são indicadas no mapa da Figura 32. A seção 6 passa no eixo da área onde ocorrem os mais constantes movimentos de massa, ao passo que a seção 7 é ortogonal a seção 6.

A Figura 40, por sua vez, apresenta os resultados das sondagens próximas à Seção 1, também mostrada no mapa da Figura 32, sobrepostas a um perfil de eletrorresistividade, obtido junto à Seção 1, oriundo de estudos pregressos à esta tese.

Deve-se atentar que o perfil de eletrorresistividade não corresponde a atual topografia do terreno, já que esta sofreu intervenções que visaram a estabilização da encosta. Salienta-se também que a legenda apresentada refere-se à interpretação realizada quando do levantamento geofísico, sendo de interesse para este trabalho a indicação da transição entre a rocha granítica e os materiais alterados, bem como a falha geológica existente.

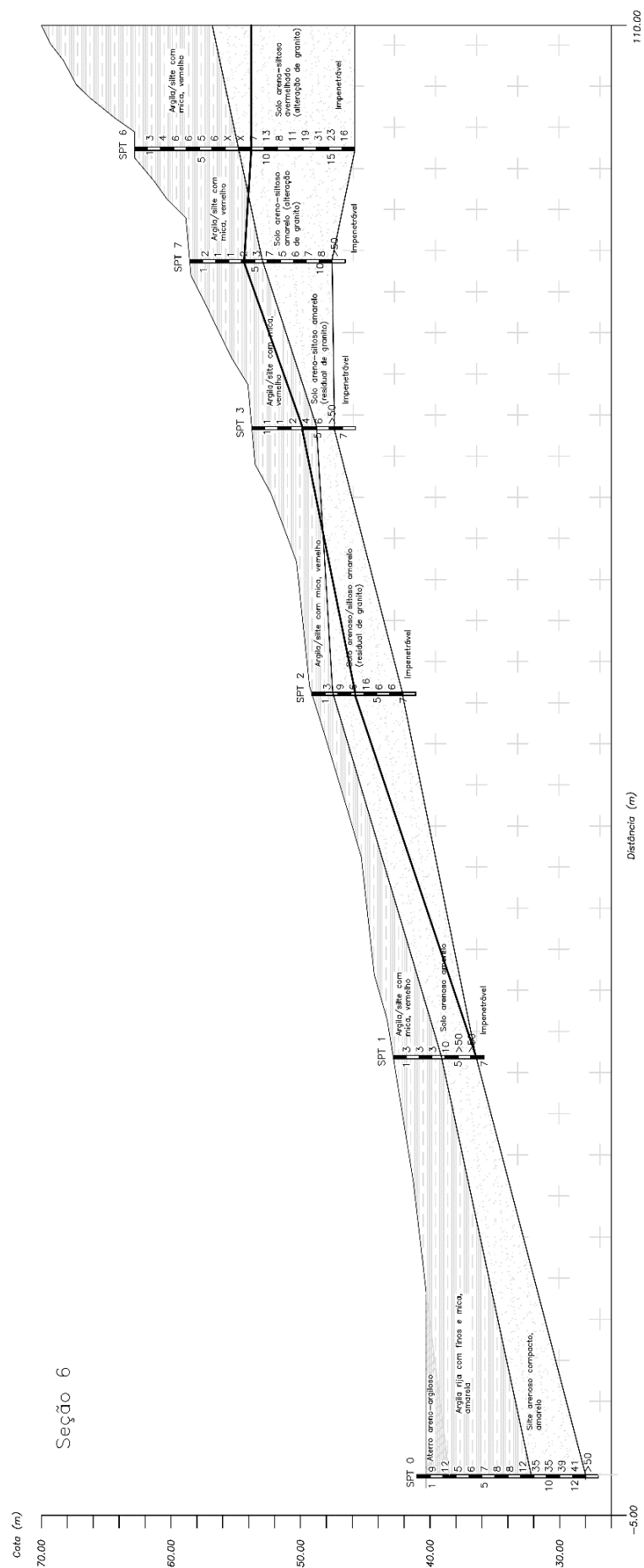


Figura 38: Perfil estratigráfico-topográfico (Seção 6).





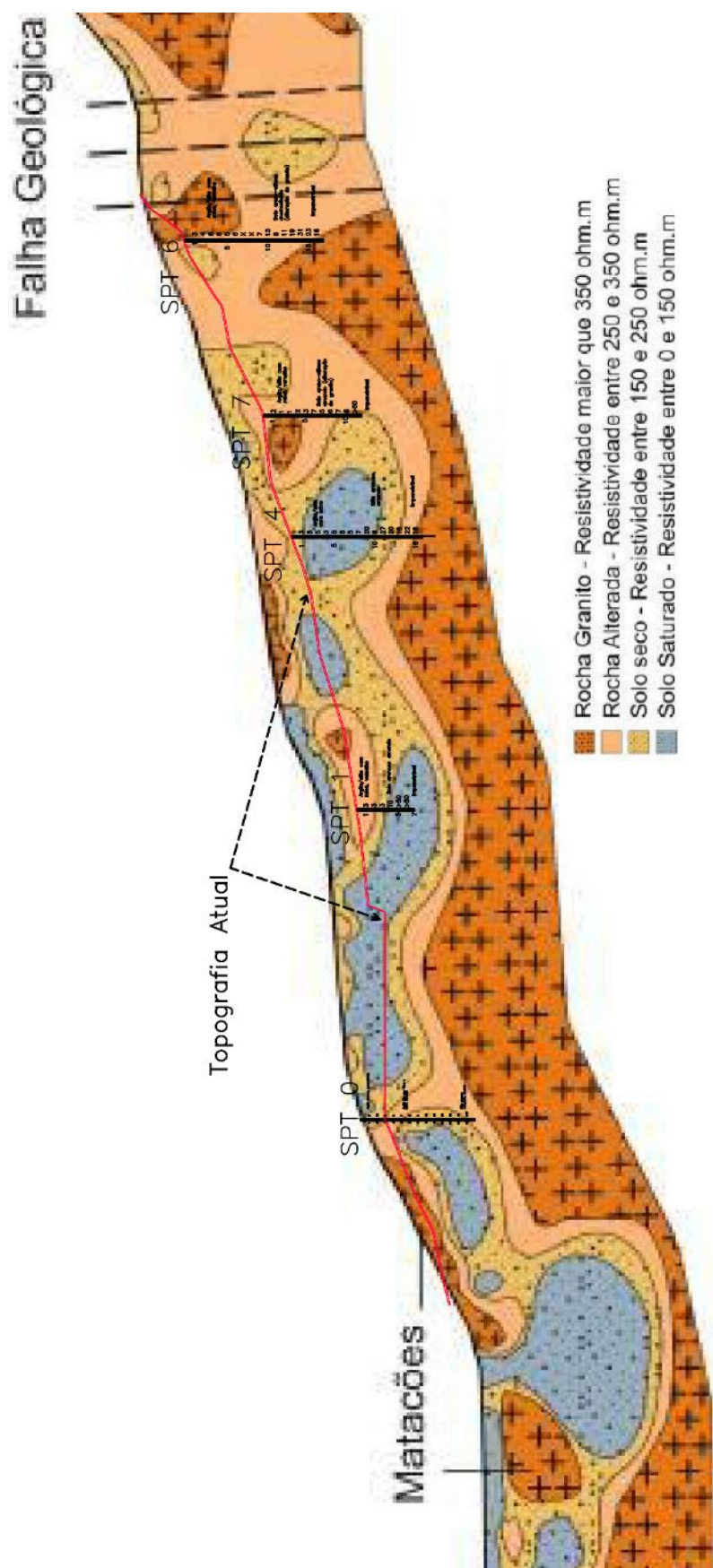


Figura 40: Perfil de eletrorresistividade da área estudada.

### 3.4. CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

A forma como estão distribuídos os solos residuais denota a influência das características estruturais do terreno na formação destes. A Figura 41 apresenta um mapa com a distribuição dos diferentes solos que cobrem a área de estudos e que correspondem em sua maioria a materiais saprolíticos.

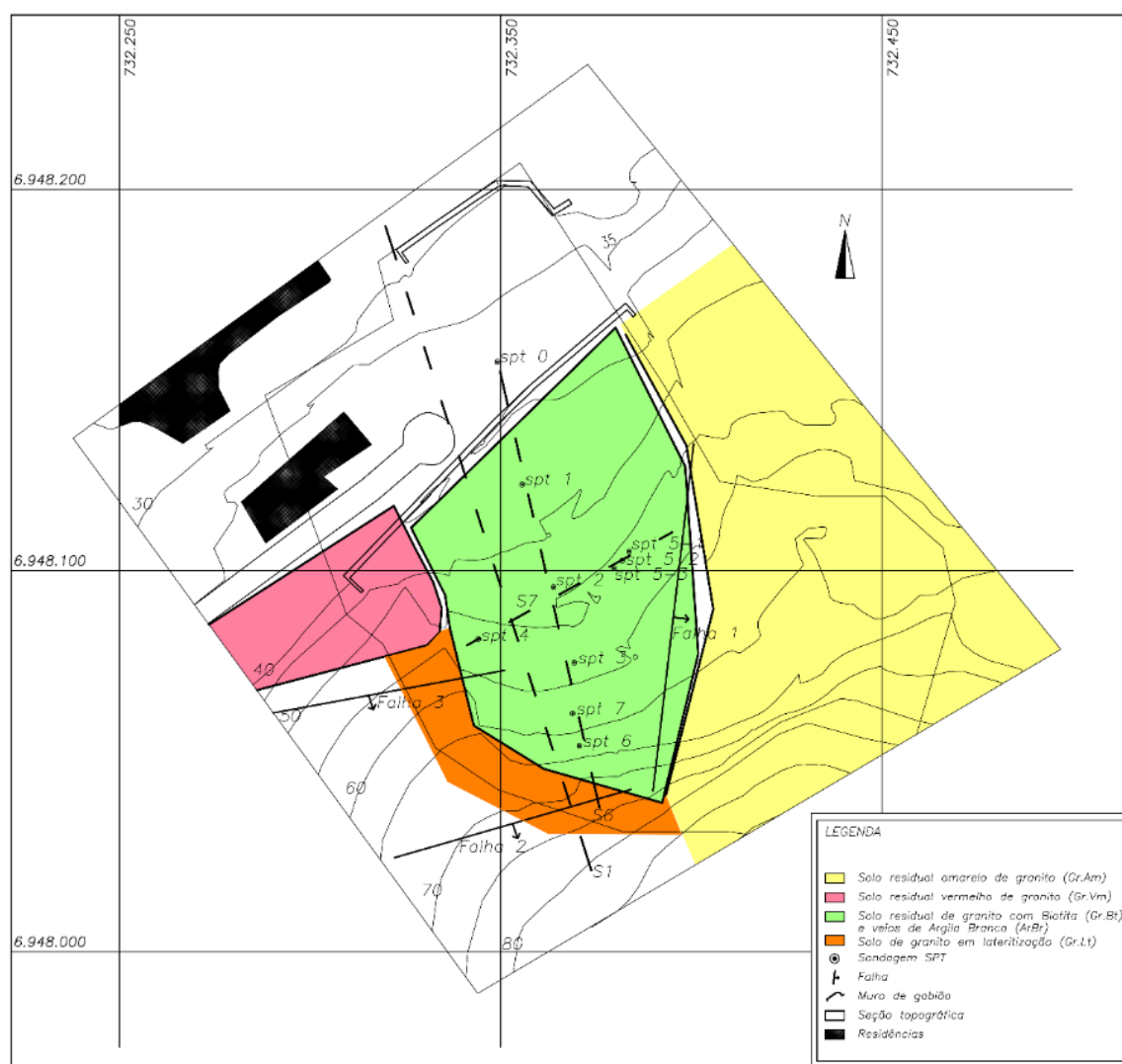


Figura 41: Distribuição de solos na área de estudos

A leste da Falha 1 ocorre o solo aqui denominado Residual Amarelo de Granito (GrAm). Este material exhibe coloração amarelada, tem textura siltosa e relativa homogeneidade. Dentre os materiais identificados é o de maior representatividade para a elevação como um todo,

conforme constatado nas inspeções ao longo da área. A Figura 42 mostra o aspecto do solo em campo.

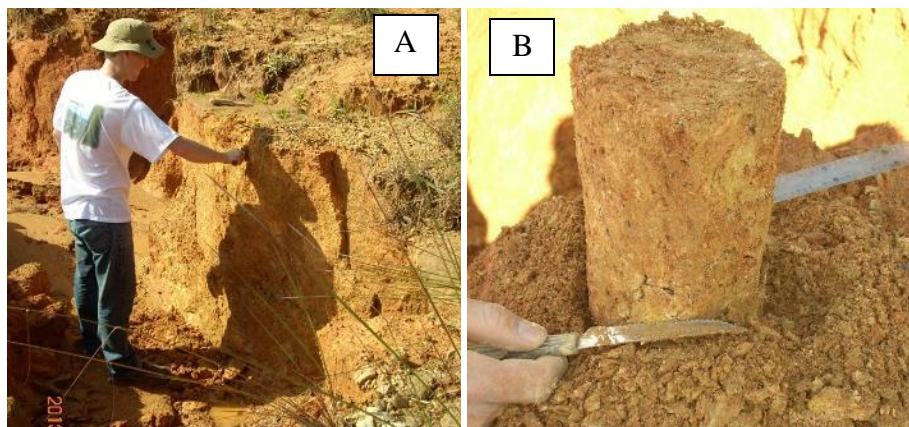


Figura 42: Aspecto do Solo GrAm em campo.

Ao norte da Falha 3, na porção jusante da encosta, foi identificado o Solo Residual Vermelho de Granito (GrVm). Este material difere do anterior pela coloração avermelhada e textura mais grosseira, mas sendo também aparentemente homogêneo. A Figura 43 apresenta o aspecto do solo GrVm quando em campo.



Figura 43: Aspecto do Solo GrVm em campo.

Na massa dos solos GrAm e GrVm foram identificadas algumas descontinuidades com acumulações de óxidos de Fe e Mn, que se encontram aderidos às faces de solo residual. Estas superfícies constituem-se planos de fraqueza do material, o que foi constatado durante a coleta



de amostras para ensaios de laboratório. A Figura 44 apresenta um pequeno fragmento do solo GrVm que ilustra a forma de ocorrência destas discontinuidades.



Figura 44: Acúmulo de óxidos em uma descontinuidade no Solo GrVm.

Entre as áreas de ocorrência dos solos GrVm e GrAm, no centro da zona de estudos, e coincidente com a porção instável da encosta, o solo residual de granito mostra coloração que varia entre amarelo e vermelho, predominantemente coral. Porém, a maior diferença deste para os demais é a presença massiva de micas, cujas partículas são facilmente identificadas a olho nu. Este solo, contudo, ocorre de forma muito mais heterogênea que os demais, e a definição do ponto de amostragem baseou-se na tentativa de se obter a maior representatividade do mesmo, considerando a heterogeneidade existente. A textura do solo é similar à do GrAm, mas a este material deu-se o nome Solo Residual de Granito Biotita (GrBt). Este solo é o que fora mais frequentemente identificado nas sondagens SPT e que corresponde ao horizonte superficial citado nas Figura 38 Figura 39. A Figura 45 mostra o aspecto do solo GrBt em campo.



Figura 45. Aspecto do Solo GrBt em campo.

A biotita, assim como outras micas, tem estrutura foliada composta por diversas camadas que, entre si, tem fraca ligação, condicionando uma perfeita clivagem basal e resultando em partículas com formato de finas placas. De acordo com Mitchell e Soga (2005), areias e siltes contendo pequeno percentual de mica podem exibir alta compressibilidade quando carregados e significativa expansibilidade sob variação de umidade. Além disso, solos ricos em micas, mesmo que pouco plásticos, tendem a apresentar baixa resistência ao cisalhamento em condição residual, como exposto em Rigo *et al.* (2006).

Na porção mais elevada da encosta identificou-se um quarto solo denominado Solo de Granito em Lateritização (GrLt). Este material encontra-se em avançado estágio de intemperismo, e por apresentar evidências de que esteja se transformando em um solo laterítico recebeu esta designação. O solo tem coloração avermelhada e textura argilosa, destacando-se a presença de clastos de granito e riolito, atingidos por alteração hidrotermal, imersos na matriz argilosa do solo. O material mostra-se também fortemente concrecionado.

Este solo, encontra-se exposto a montante da Falha 2, onde se observa um perfil de intemperismo razoavelmente organizado sob a forma de horizontes, sendo o horizonte B formado por este solo. A Figura 46a mostra o aspecto do solo em campo enquanto a Figura 46b mostra a aparência assumida pelo mesmo com o aumento da umidade. Na Figura 36a, mostrada previamente, é o solo GrLt que constitui a matriz fina onde estão acomodados os matacões movimentados de riolito.

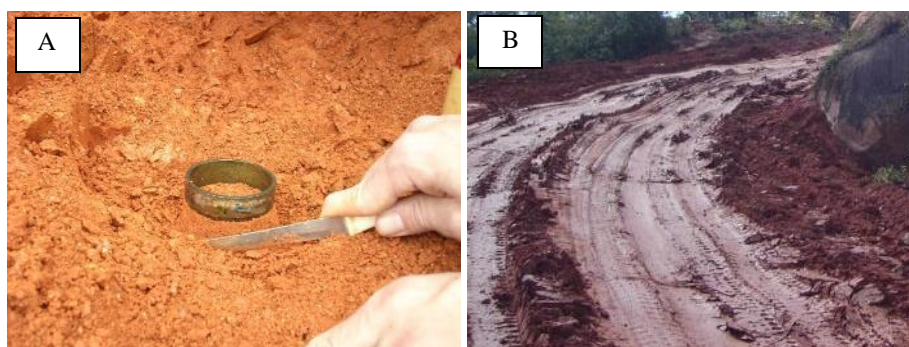


Figura 46: Aspecto do Solo GrLt em campo.

Em vários pontos o solo GrLt mostra evidências de movimentos prévios, constituídos por *slickensides*, conforme mostrado na Figura 47. Estes planos não são contínuos, ao menos em sua parte exposta. Tais feições e a existência de blocos de riolito imersos na matriz argilosa são

indicativos de que o mesmo sofrera transporte prévio, configurando-se assim um possível depósito coluvionar.

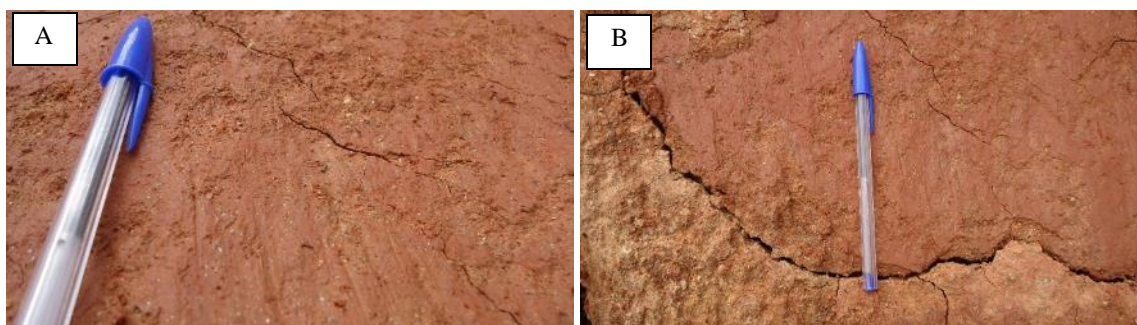


Figura 47: *Slickensides* observadas em campo.

O quinto solo identificado na área de estudo é denominado Argila Branca (ArBr). Este material tem pequena representatividade em termos volumétricos, mas a condição em que se dá sua ocorrência é bastante importante para o entendimento do comportamento da encosta como um todo. Este material foi encontrado “encaixado” no Solo GrBt, em fendas abertas no terreno como mostra a Figura 48, sob a forma de finas camadas com espessura média de 1 cm, mas que podem atingir mais de 5 cm.

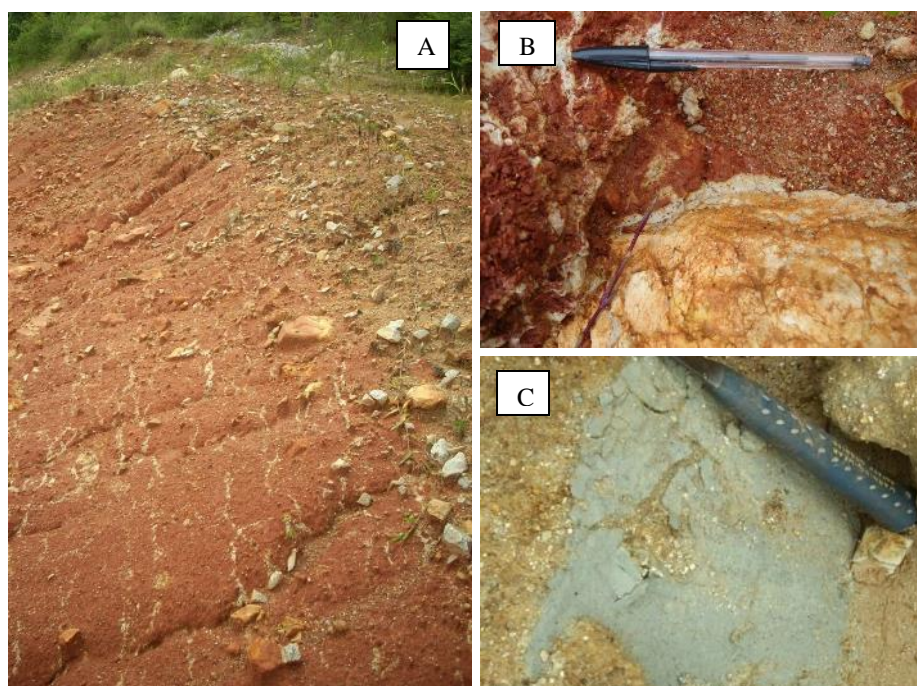


Figura 48: Solo ArBr exposto ao longo de fendas no terreno.



O solo ArBr parece ter papel importante no comportamento do maciço, considerando que remete à questão da resistência ao cisalhamento residual, fator predisponente ou controlador de muitos movimentos de massa em solos tropicais do sul do Brasil, como reportado por Rigo (2000, 2005). Além disso, a textura mais argilosa reflete-se em zonas de alto gradiente de condutividade hidráulica. Segundo Reid (1997), mesmo pequenos contrastes (uma ordem de magnitude ou menos) na condutividade hidráulica dos solos em encostas, podem modificar as condições de tensões efetivas atuantes no maciço, elevando o potencial de instabilidade.

Este material tem sua origem condicionada à atividade hidrotermal existente no local. A formação se dá, basicamente, pelo processo de sericitização de feldspatos, gerando um mineral semelhante à mica muscovita. O intemperismo químico e físico, atuando concomitantemente, desenvolve caulinitas, que também compõem este material. Neste caso, o fluxo da água aquecida em descontinuidades abertas pelo próprio processo de intemperismo alterou o solo existente ao longo destas, conferindo a coloração esbranquiçada verificada em campo. Além disso, a própria lixiviação de cátions de outros pontos e deposição nestas zonas contribui para o desenvolvimento destas argilas.

Outros registros da ocorrência deste material foram feitos durante as sondagens SPT. Em profundidades da ordem de 4 m no furo SPT4 foram encontrados pontos de massivo acúmulo deste material (Figura 49a). Já no furo SPT6 constatou-se a existência de lentes de argila a 12 m de profundidade (Figura 49b).



Figura 49: Acumulações de ArBr verificadas em sondagens SPT.



## 4. METODOLOGIA

Neste capítulo são descritos os procedimentos adotados para o desenvolvimento desta tese, com ênfase à etapa experimental. As diversas etapas para execução deste trabalho são sumarizadas no fluxograma mostrado na Figura 50.

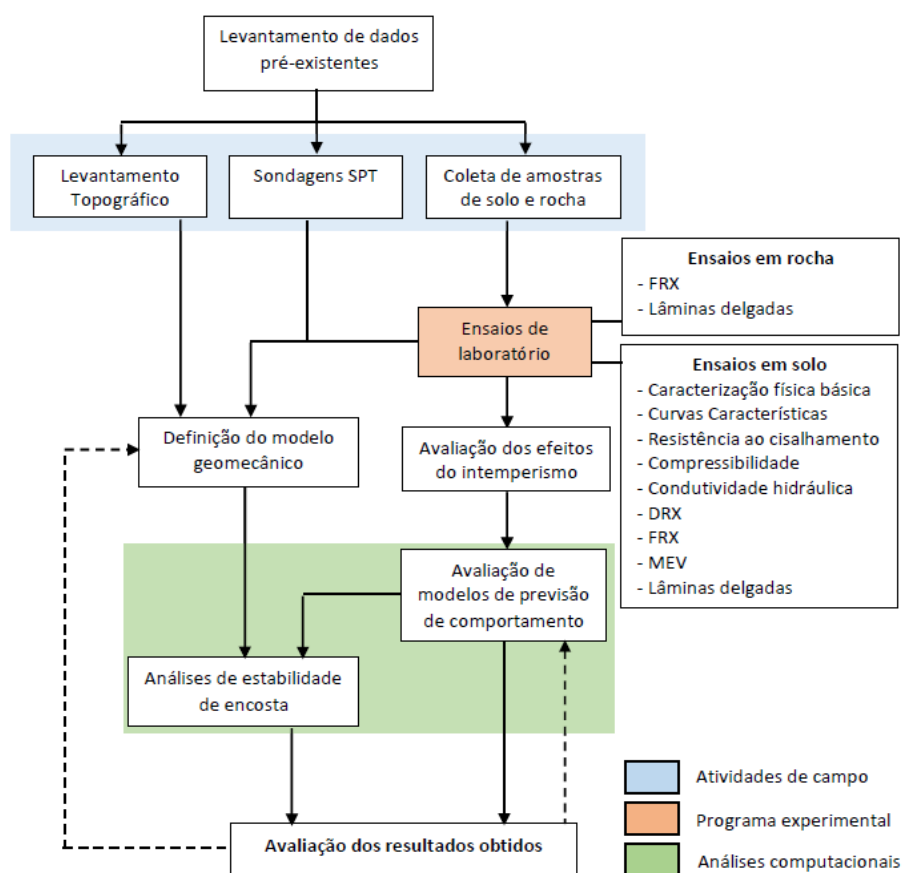


Figura 50: Fluxograma de desenvolvimento da tese.

### 4.1. ATIVIDADES DE CAMPO

A etapa de atividades de campo contemplou a realização de um levantamento topográfico, a execução de investigações geotécnicas diretas tipo SPT e a coleta de amostras de solo e rocha representativas da área de estudos.

#### 4.1.1. Levantamento Topográfico

O levantamento topográfico da área estudada foi realizado por uma empresa especializada nesta atividade. Para tal empregou-se uma estação total, cadastrando-se pontos de referência ao longo de toda a área de solo exposto, bem como nas cristas dos taludes.

Além dos pontos necessários à obtenção de curvas de nível, geradas a cada metro, foram cadastrados os elementos de drenagem existentes no local, elementos geológicos estruturais, como falhas, e trincas existentes no solo. As curvas de nível obtidas nesse levantamento foram posteriormente combinadas às que descreviam a topografia anterior às intervenções feitas no local. A partir destes dados foram geradas as seções transversais da área de estudo para execução das análises de estabilidade e descrição das condições geológicas e geotécnicas locais.

#### 4.1.2. Sondagens SPT

De forma a caracterizar as condições geológicas e geotécnicas foram realizadas sondagens tipo SPT em sete pontos na área de estudo, perfazendo cerca de 70 metros de prospecção. A localização destes pontos está indicada na Figura 41, apresentada no capítulo anterior. Os serviços de sondagem foram executados por uma empresa especializada nesta atividade, em conformidade com a norma ABNT NBR 6484/2001. A Figura 51 mostra o processo de execução dos ensaios.



Figura 51: Execução das sondagens SPT.

A análise e classificação tátil visual das amostras coletadas na investigação foi realizada pela executante das sondagens. Contudo, todo o processo de investigação foi acompanhado pelo autor da tese, de forma a verificar a representatividade dos materiais prospectados e registrar quaisquer ocorrências de interesse para a caracterização da área.

### 4.1.3. Coleta de amostras de solo e rocha

As amostras de rocha foram extraídas em pontos de afloramento da mesma, como no caso do granito e riolito alterado, ou de matações imersos na massa de solo, como fora feito para o riolito são. As amostras de solo utilizadas na execução dos ensaios de laboratório foram coletadas de forma deformada e indeformada, seguindo as recomendações da norma ABNT NBR 9604/1986. As coletas foram realizadas nos dias 16/07/2012, 11/04/2013 e 15/11/2013.

A partir de inspeções da área de estudo foram determinados cinco pontos de coleta, um para cada um dos solos entendidos como representativos. A localização destes pontos é apresentada na Figura 52.

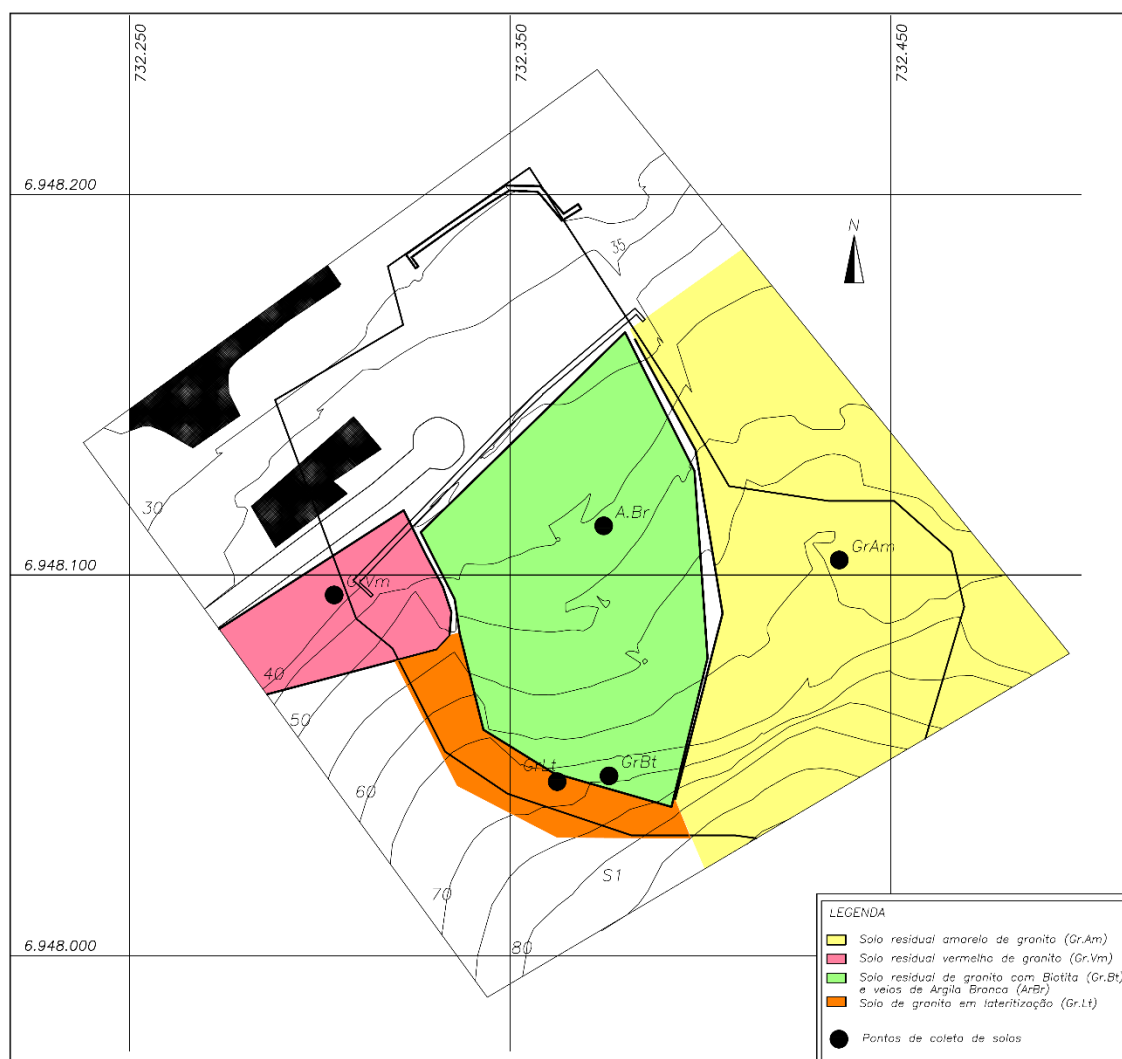


Figura 52: Pontos de coleta de amostras de solo.

A extração das amostras, com exceção da Argila Branca (ArBr), foi feita nos taludes gerados durante as obras que visavam à estabilização do maciço. Antes da amostragem fez-se a escavação de uma parte do terreno, de forma a remover o solo possivelmente perturbado pela ação do maquinário utilizado nas obras de terraplenagem. Durante a coleta de amostras indeformadas não foi possível observar a presença de orientação ou bandeamentos na massa de solo, com exceção das descontinuidades nas quais o solo ArBr era encontrado.

Tendo em vista a heterogeneidade do solo GrBt, buscou-se a amostragem do material mais representativo dentro desta heterogeneidade, e em um ponto alto do talude, de forma a se obter características dos solos previamente instabilizados e que nas partes mais baixas foram removidos nas tentativas de estabilização.

As amostras indeformadas destinadas aos ensaios triaxiais, de compressão confinada e de condutividade hidráulica foram obtidas por meio da moldagem de blocos com 20 cm a 25 cm de aresta, um destinado a cada corpo de prova. A moldagem dos blocos já coletados se mostrou uma tarefa de fácil execução no caso dos solos GrAm, GrVm e GrBt, dada a ausência de partículas de quartzo de grandes dimensões e de concreções, e devido ao elevado teor de umidade natural. Entretanto, no caso do solo GrLt a presença de concreções argilosas resistentes e descontinuidades reliquias muito frágeis tornou a tarefa mais difícil.

As amostras deformadas destinadas aos ensaios de caracterização física, de comportamento mecânico em corpos de provas remoldados e *ring shear*, foram coletadas nos mesmos locais de retirada das amostras indeformadas.

Para o solo ArBr procedeu-se apenas com a coleta de amostras deformadas, realizada a partir da raspagem e deslocamento do material ao longo das fissuras onde havia o afloramento deste.

## 4.2. PROGRAMA EXPERIMENTAL DE LABORATÓRIO

O programa experimental desta tese foi desenvolvido com base em ensaios laboratoriais nos solos e rochas coletados na área de estudos. A Tabela 22 apresenta um resumo dos ensaios e quantidades de análises ou corpos de prova ensaiados em cada modalidade, em função dos materiais estudados.

Tabela 22: Ensaios e análises executados no programa experimental

Material  Ensaio	nº de análises / corpos de prova ensaiados							
	Solo					Rocha		
	GrAm	GrVm	GrBt	GrLt	ABr	Granito	Riolito são	Riolito alterado
Peso específico Real das partículas	1	1	1	1	1			
Granulometria	3	2	2	3	1			
Limites de consistência (LL e LP)	2	1	1	2	1			
Determinação de curvas de retenção de umidade	2	2		2				
Difração de raio-X	1	1	1	1	1			
Fluorescência de raio-X	1	1	1	1	1	1	1	2
Microscopia eletrônica de varredura	1	1	1	1	1			
Lâminas delgadas	1	1	1	1		1	1	1
Condutividade Hidráulica	1	1	1	1				
Compressão Confinada	3	3	3	3				
Triaxial (CID)	6	6	6	6				
Ring Shear	1	1	1	1	1			

#### 4.2.1. Caracterização física

A caracterização física básica dos solos estudados consistiu na determinação da granulometria, peso específico real das partículas, limites de consistência (liquidez e plasticidade) e índices físicos. Estas informações são fundamentais à caracterização dos solos, uma vez que por si só podem ser indicativos de diversos aspectos genéticos e de comportamento destes materiais, como em termos de condutividade hidráulica e grau de intemperismo, por exemplo.

Estes dados também são utilizados para a classificação dos solos perante alguns dos diversos sistemas existentes. Nestes sistemas os solos são agrupados em função de características e aspectos de comportamento apresentados. Esta correlação do comportamento de um solo com o de um grupo existente em um sistema de classificação é uma prática usual, de cunho empírico, mas desenvolvida através de considerável experiência, como reportam Lambe e Whitman (1979). Os mesmos autores alertam, no entanto, que devido ao fato de que muitos destes dados são obtidos por meio de ensaios executados em amostras deformadas, eles podem não fornecer um bom indicativo do comportamento *in situ*, indeformado, destes materiais.

Ao longo do tempo foram desenvolvidas correlações entre índices físicos e outros parâmetros de comportamento dos solos, que se apresentam úteis à prática de engenharia, ao permitirem uma análise qualitativa dos materiais, mesmo para solos residuais. No que diz respeito a estas

correlações, Lambe e Whitman (1979) já alertavam para o fato de que correlações empíricas entre índices e o comportamento real dos solos apresentam muitas e grandes variações.

#### 4.2.1.1. Índices físicos

Os índices físicos dos solos estudados foram determinados a partir de amostras contidas em anéis metálicos de volume conhecido. A determinação do teor de umidade natural foi realizada através da secagem do material em estufa, conforme estabelecido na norma ABNT NBR 6457/1986. O peso específico real das partículas ( $\gamma_s$ ) foi determinado através do procedimento descrito na norma ABNT NBR 6508/1984, em amostras preparadas de acordo com a norma ABNT NBR 6457/1986.

#### 4.2.1.2. Granulometria

A constituição granulométrica de um solo é informação básica à classificação do material, assim como permite inferir uma série de aspectos acerca de seu comportamento mecânico e condutividade hidráulica.

Sobre a determinação da granulometria dos solos, Lambe e Whitman (1979) afirmam que existem algumas limitações práticas e teóricas no processo, sendo que a acurácia das curvas granulométricas é mais questionável para solos finos que para solos granulares. Segundo Murthy (2003) solos finos são muito afetados pela estrutura, forma das partículas, e origem geológica, de forma que o conhecimento de sua composição granulométrica, isoladamente, diz pouco sobre suas propriedades físicas.

A determinação da composição granulométrica dos solos estudados foi realizada conforme a norma ABNT NBR 7181/1984. A porção do solo com diâmetro mínimo superior a 0,075 mm foi analisada por peneiramento, enquanto que a parcela com diâmetro mínimo equivalente inferior a 0,075 mm foi ensaiada pelo processo de sedimentação. As amostras foram preparadas conforme a norma ABNT NBR 6457/1986.

Solos residuais podem apresentar uma estrutura agregada resultante da união de partículas finas em forma de grumos, e isto é capaz de impor significativas alterações mecânicas e hidráulicas relacionadas ao comportamento geotécnico destes materiais. Solos argilosos na condição agregada comportam-se como menos plásticos e desenvolvem um comportamento consideravelmente friccional, apesar da sua composição.

Por conta disso, muitos solos residuais tropicais exibem significativas mudanças em suas propriedades índice, como limites de plasticidade, e no comportamento mecânico quando sofrem manuseio e também conforme a forma de preparação das amostras, como reportado por Mitchell e Sitar (1982) e Mendoza (1985).

Por este motivo, optou-se pela realização de dois ensaios de granulometria por sedimentação para cada solo. Em um ensaio foi empregada solução defloculante (hexametafosfato de sódio) conforme recomenda a ABNT NBR 7181/1984. No outro ensaio não foi utilizado defloculante, a fim de preservar possíveis agrupamentos de partículas.

Muitos questionamentos são levantados na literatura acerca do procedimento de lavagem do solo posterior à sedimentação. Segundo Irfan (1988), a quantidade de argila determinada em ensaios granulométricos é menor que aquela observada em análises microscópicas. A causa desta discrepância está associada basicamente às concreções de argila que nem sempre são desfeitas nos ensaios de granulometria, comportando-se como partículas de maior dimensão.

Nesse sentido Silveira (1991) e Rigo (2005) relataram a ocorrência de discontinuidades nas curvas granulométricas de solos residuais e coluvionares do Rio de Janeiro e de solos residuais de rochas ácidas da formação Serra Geral, respectivamente. Ambos atribuíram tais discontinuidades à manipulação do solo durante a lavagem na peneira de 0,075 mm, o que leva à desagregação de agregados que estariam retidos naquela peneira. Anteriormente, Collins (1985) relatava que a ocorrência de estruturas agregadas era responsável por tal sensibilidade à manipulação, exibida por muitos solos tropicais.

Em todos os ensaios de granulometria deste trabalho procedeu-se com a lavagem dos solos utilizando leve pressão de água, sem manuseio do solo pelo operador, apenas com movimentos circulares da peneira, como forma de propiciar o desprendimento das partículas finas daquelas de maior dimensão, sem desagregação mecânica.

De forma a também avaliar o efeito da preparação das amostras no resultado dos ensaios, foram executados ensaios em amostras cuja preparação se deu por processo prolongado de destorroamento, realizado até que todos os torrões degradáveis visíveis ao olho nu fossem fragmentados. Nos ensaios em amostras preparadas dessa forma fez-se uso da solução defloculante. Este procedimento de enérgico destorroamento foi empregado nos solos GrLt e GrAm. O primeiro material foi escolhido por conta da presença de concreções resistentes, indicadoras de um processo de lateritização, desejando-se avaliar o efeito da redução de tais

concreções. O segundo material foi tomado como balizador, já que não mostra feições de lateritização e concreções, além de ter a maior representatividade espacial na área estudada.

#### 4.2.1.3. Limites de Atterberg

É procedimento comum a tentativa de se estabelecer correlações entre os limites de consistência e índices físicos dos solos ou outros parâmetros de comportamento, associados à compressibilidade e resistência ao cisalhamento. Neste sentido, citam-se aqui os trabalhos de Tiwari e Marui (2005) e Stark *et al.* (2005).

Neste trabalho, os limites de Atterberg foram determinados conforme procedimentos descritos nas normas ABNT NBR 6459/1984 e ABNT NBR 7180/1984, sendo o solo preparado com secagem ao ar, destorroamento e peneiramento, conforme instrui a norma ABNT NBR 6457/1986.

Sobre a preparação da amostra Pandian *et al.* (1993) apresentam resultados de ensaios realizados em um solo denominado Parur Clay, em que a secagem em estufa a 105° C resultou em um valor de limite de liquidez 30% mais baixo que se comparado ao ensaio realizado com amostra seca ao ar. O índice de plasticidade das amostras secas a 105° C tornou-se 45% menor em comparação com o resultado obtido em amostras secas ao ar.

Zhang *et al.* (2004) demonstraram, em ensaios executados em um solo aluvial bastante evoluído, que há grande variabilidade nos valores obtidos para os limites de Atterberg em função do processo de secagem das amostras.

Os ensaios de limites de liquidez foram executados empregando a técnica de via seca, em que o solo é ensaiado inicialmente com baixa umidade, que é então elevada no decorrer do ensaio para obtenção dos demais pontos experimentais.

A fim de avaliar o efeito das concreções existentes no solo GrLt, assim como feito nos ensaios de granulometria, foram executados ensaios em amostras cuja preparação se deu por processo prolongado de destorroamento, mantido até que torrões degradáveis visíveis ao olho nu fossem fragmentados. Estes resultados foram comparados com os obtidos no solo GrAm submetido aos ensaios nas mesmas condições.



## 4.2.2. Curvas de retenção de umidade

### 4.2.2.1. Aspectos gerais

Uma das relações mais importantes utilizadas na interpretação do comportamento de solos não saturados é a curva de retenção de umidade (curva característica). Fisicamente a curva de retenção é uma medida da capacidade de armazenamento de água de um solo para um dado valor de sucção (NG e PANG, 2000). Nesta, o valor de sucção é relacionado ao grau de saturação ou teor de umidade do solo.

Embora nesta tese todos os ensaios para caracterização do comportamento geotécnico tenham sido realizados em condição saturada, tendo em vista a maior simplicidade e os altos graus de saturação com que estes materiais naturalmente ocorrem, a curva de retenção é uma informação importante na caracterização física dos solos. Conforme destaca Feuerharmel (2007), as propriedades de engenharia de um solo não saturado, como resistência ao cisalhamento, coeficiente de condutividade hidráulica e variação volumétrica, são significativamente influenciadas pelas características de armazenamento de água no solo. Algumas metodologias, como as propostas por Fredlund *et al.* (1995) e Lee *et al.* (2005), sugerem, inclusive, o emprego da curva de retenção de um dado material em associação a ensaios de resistência ao cisalhamento em condição saturada para estimativa da resistência não saturada.

Conforme Marinho (2000), a sucção pode ser definida como uma pressão isotrópica imposta pela água para absorver mais água, tratando-se de uma força atrativa que promove a infiltração de água no solo, caso esta seja disponível.

Mensurar a sucção consiste, de forma geral, em medir a tensão necessária para retirar um volume infinitesimal da água presente na estrutura do solo. Existem diversas técnicas para obtenção da curva de retenção, e de forma geral, todas consistem na realização de medidas de sucção para o solo em diferentes condições de umidade. Nesse sentido, Feuerharmel (2007) apresenta uma revisão ampla acerca das técnicas para obtenção da sucção do solo. O método a ser empregado é escolhido basicamente em função da magnitude de tensões a serem medidas, do tempo a ser despendido e do interesse em se medir sucção total, mátrica ou osmótica.

Nesta tese empregou-se o método do papel-filtro para a determinação das curvas de retenção.

#### 4.2.2.2. Procedimento de ensaio

A técnica do papel-filtro não tem norma específica no Brasil, assim o procedimento de ensaio baseou-se nas recomendações da norma norte-americana ASTM D5298/2010, bem como em sugestões feitas por Feuerhamel (2007), fundamentadas em experiência em solos tropicais do sul do Brasil. A técnica do papel-filtro é baseada no fato de que quando dois corpos porosos são postos em contato, estes trocarão água até atingirem equilíbrio energético (sucção), e é possível estabelecer uma relação entre umidade do papel filtro e a sua sucção. Sendo assim, a umidade de um papel-filtro em contato com a amostra de solo pode ser relacionada ao nível de sucção existente no solo, já que ao estabelecer o equilíbrio as tensões são equalizadas.

Foram determinadas as curvas de retenção dos solos GrAm, GrVm e GrLt. O solo GrBt não teve sua curva de retenção determinada pois sua ocorrência se dá em uma área de constante afloramento de água, onde o grau de saturação frequentemente supera 80%. Foram preparados dois corpos de prova para cada solo investigado, um em estado indeformado e outro em condição remoldada, este último com mesmo índice de vazios, densidade e teor de umidade do material em condição indeformada. Os corpos de prova são confinados por anéis poliméricos de diâmetro interno igual a 50 mm e altura de 20 mm.

Nesta pesquisa utilizou-se papel-filtro tipo Whatman nº42, que de acordo com Marinho (1997) tem capacidade de absorção de umidade da ordem de 6% a 175% (sucções entre 3 kPa e 29.000 kPa). A correlação do nível de sucção com umidade do papel foi feita com base nas Fórmula 15 e Fórmula 16, propostas na ASTM D5298/2010.

$$\log \psi = 5,327 - 0,0779 \cdot w_f \quad w_f < 45,3 \quad \text{Fórmula 15}$$

$$\log \psi = 2,413 - 0,0135 \cdot w_f \quad w_f \geq 45,3 \quad \text{Fórmula 16}$$

Onde:  $\Psi$  – sucção medida;  $w_f$  – teor de umidade do papel-filtro.

Apesar de a referida norma citar que tais equações são válidas para medida da sucção total, Marinho e Oliveira (2006) demonstraram que existe apenas uma curva de calibração para o método do papel-filtro, independentemente do tipo de sucção que está sendo medido.

Diferentemente do proposto na ASTM D5298/2010 o ensaio foi feito com o papel-filtro posicionado sobre um único corpo de prova, e não sob a forma de uma sequência solo-papel-solo, com dois elementos de solo compondo um corpo de prova. Tal procedimento tem como

vantagem a necessidade de uma menor quantidade de solo para o ensaio e a facilidade em controlar a unidade de um único corpo de prova.

Os papéis-filtro, secos previamente em estufa, foram posicionados sobre o solo e em contato com este, medindo-se assim sucção matricial. Em cada corpo de prova foram posicionados dois fragmentos de papel-filtro, cada um com 2 cm<sup>2</sup> de área, bem como um papel de interface entre o fragmento de papel destinado à medida da sucção e o solo, como sugere a ASTM D5298/2010.

Para equalização das tensões, o papel era mantido em contato com o solo por 7 dias. Nesse período, os corpos de prova eram mantidos embalados em camadas de filme de PVC, papel alumínio e sacos plásticos, nesta ordem. Os mesmos eram armazenados em uma caixa de isopor, selada, em uma sala reservada, ao abrigo da luz e correntes de ar. Findado o período de equalização procedeu-se com a determinação do teor de umidade do papel-filtro e pesagem do corpo de prova. O teor de umidade utilizado na determinação da sucção foi obtido pela média aritmética dos valores obtidos nos dois papéis empregados em cada corpo de prova.

A primeira determinação foi feita em condição natural de umidade. Posteriormente executou-se um ciclo de umedecimento, um ciclo de secagem e posterior umedecimento. O procedimento visou avaliar diversos níveis de sucção e a possível existência de histerese na curva característica. As etapas de umedecimento e secagem se deram em incrementos/redução de 5% do grau de saturação. A secagem foi realizada expondo-se o solo ao ar monitorando o peso dos corpos de prova. Para o umedecimento empregou-se um conta gotas contendo o peso de água necessário para elevar o grau de saturação ao valor alvo. Ao todo foram executados 22 estágios de secagem ou umedecimento em cada corpo de prova.

A secagem dos papéis para determinação do teor de umidade foi feita em estufa com temperatura controlada em 60° C e a pesagem em balança com capacidade máxima de 210 g e resolução de 0,0001 g. Para a pesagem, os papéis filtros foram acondicionados em cápsulas de vidro pesadas previamente.

#### 4.2.3. Resistência ao cisalhamento em ensaios triaxiais

##### 4.2.3.1. Aspectos Gerais

No ensaio triaxial tem-se o controle da trajetória de tensões, drenagens e poropressões, obtendo-se parâmetros efetivos mesmo em ensaios em que haja o desenvolvimento de excesso de poropressão. Outro atrativo do ensaio é a possibilidade, através da aplicação de contrapressão,

de se garantir a saturação do corpo de prova, mesmo em solos pouco permeáveis, o que resulta em dados muito precisos de variação volumétrica ou níveis de poropressão. Nessa tese foram executados ensaios triaxiais do tipo *Consolidado Isotropicamente e Drenado (CID)*.

Estes ensaios foram realizados em corpos de prova indeformados e remoldados. Além da determinação da resistência ao cisalhamento, a execução destes ensaios, nesta modalidade específica, visou a avaliação da deformabilidade e rigidez do solo em condição drenada, bem como a geração de subsídio para a aplicação de modelos de previsão de comportamento.

#### 4.2.3.2. Equipamento utilizado

Os ensaios triaxiais desta tese foram executados em um equipamento automatizado produzido pela Wille Geotechnik. A câmara acomoda corpos de prova de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura, e tem capacidade para suportar pressões de até 1500 kPa. O controle do andamento do ensaio, bem como a aquisição de dados são totalmente automatizados. O equipamento é composto dos seguintes dispositivos:

- a) Prensa de servo-controle;
- b) Célula de carga interna de capacidade de 5 kN e precisão de 1 N;
- c) Transdutor para medidas de poropressão localizado na base da câmara triaxial, próximo ao corpo de prova (capacidade de 1500 kPa e precisão de 1 kPa);
- d) Sensor de deslocamento, com curso de 38 mm e precisão de 0,1 mm, para a medida de deformação axial do corpo de prova, realizada externamente. O equipamento não conta com dispositivos para medidas interna de deformação.
- e) Sistema hidropneumático composto por um compressor de ar exclusivo, e dois controladores de pressão (transdutores) com precisão de 1 kPa, localizados dentro de um sistema de controle de pressões, para aplicação das pressões confinantes e contrapressão. Uma bureta graduada instrumentada é utilizada para medição da variação volumétrica.
- f) Sistema para armazenamento de água e remoção de ar da mesma.

#### 4.2.3.3. Preparação dos corpos de prova e execução do ensaio

Foram executados ensaios triaxiais CID em corpos de prova indeformados e remoldados, com 100 mm de altura e 50 mm de diâmetro, dos solos GrVm, GrAm, GrBt e GrLt. Estes ensaios foram conduzidos conforme procedimentos constantes na norma BS 1377-8/1990.

Os corpos de prova indeformados foram obtidos a partir de blocos de solo coletados em campo e levados a laboratório. Os corpos de prova remoldados foram obtidos mediante procedimento proposto por Brenner (1985), por compactação estática do solo através de uma prensa e um molde metálico bipartido. O solo foi dividido em três camadas iguais a fim de conferir maior uniformidade ao corpo de prova. Os corpos de prova remoldados foram preparados de forma que o índice de vazios, a densidade e o teor de umidade fossem similares aos valores apresentados pelo solo em condição indeformada.

Para cada solo e condição (indeformada ou remoldada) foram executados três ensaios, de forma a permitir a definição da linha  $k_f$ , e posterior envoltória de ruptura, com tensões confinantes de 50, 100 e 200 kPa. A realização dos ensaios triaxiais seguiu basicamente quatro etapas:

- a) percolação: aplicou-se uma tensão confinante efetiva de 25 kPa e fez-se a percolação de água através do solo, a fim de retirar o ar existente nos. O processo foi mantido até que houvesse a percolação de um volume de água igual a duas vezes o volume da amostra.
- b) saturação: a segunda etapa consistiu na saturação do corpo de prova, realizada pela aplicação de contrapressão. Esse procedimento visou eliminar o ar difuso remanescente da fase de percolação. A saturação foi realizada através de sucessivos e concomitantes incrementos de tensão confinante e contrapressão da ordem de 50 kPa, mantendo a tensão efetiva em 25 kPa. A tensão confinante máxima utilizada foi de 625 kPa, enquanto que a contrapressão até 600 kPa. Para aferir a saturação dos corpos de prova foram feitos testes do parâmetro  $B$ , definindo-se  $B=0,95$  o mínimo requerido para dar prosseguimento ao ensaio.
- c) consolidação: a terceira etapa diz respeito à consolidação isotrópica, que neste trabalho foi realizada sob confinamento da ordem de 50, 100 e 200 kPa. Esta fase teve duração mínima de 18 horas, estendendo-se por tempo suficiente para que as deformações volumétricas cessassem.
- d) cisalhamento: o solo foi cisalhado através do acréscimo da tensão axial sob deformação controlada, enquanto a tensão confinante fora mantida constante. Durante esta fase o sistema de drenagem foi mantido aberto para registro da variação volumétrica. Esta fase estendeu-se até que a deformação axial do corpo de prova atingisse ao menos 20%.

As velocidades de cisalhamento adotadas não puderam ser definidas com base no coeficiente de adensamento, conforme recomendado na norma BS 1377-8/1990, por causa do formato apresentado pelas curvas de adensamento obtidas (em um espaço raiz do tempo *versus* altura da amostra), que resultaram em velocidades muito altas. Assim, adotou-se velocidade de cisalhamento da ordem de 0,015 mm/min, inferior as empregadas anteriormente em outras pesquisas também em solos residuais, tendo como referência os trabalhos realizados por Silveira (2003) e Gobbi (2005).

Durante a fase de cisalhamento fez-se a drenagem do corpo de prova pelo topo e base, mas de forma a monitorar a possível geração de excesso de poropressão, periodicamente fechava-se a drenagem inferior, junto da qual está instalado o transdutor de pressão. Ao se executar este procedimento não se constatou o desenvolvimento de excessos de poropressão.

A correção de área dos corpos de prova foi realizada com base na metodologia proposta por La Rochelle *et al.* (1988) e Head (1982). Os corpos de prova ensaiados nesta tese sofreram deformações de abaulamento e para a correção deste tipo de deformação a Fórmula 17 foi empregada.

$$A_c = A_0 \cdot \left[ \frac{1 + \frac{\Delta V}{V_0}}{1 - \varepsilon_a} \right] \quad \text{Fórmula 17}$$

Onde:  $A_c$  – área corrigida;  $A_0$  – área inicial;  $\Delta V$  – variação volumétrica do CP;  $V_0$  – volume inicial do CP, logo após a consolidação;  $\varepsilon_a$  – deformação axial específica.

A determinação do índice de vazios final do corpo de prova foi feita a partir da variação volumétrica sofrida pelo mesmo ao longo de todas as fases do ensaio.

#### 4.2.4. Resistência ao cisalhamento em condição residual (*ring shear*)

##### 4.2.4.1. Aspectos gerais

O ensaio *ring shear* tem sido a técnica mais aplicada no estudo da resistência ao cisalhamento residual e utilizado largamente no estudo de movimentos de massa, como atestam os trabalhos de Stark e Hussain (2010), Tiwari e Marui (2004), Silveira (2003), Mesri e Shahien (2003), Bianchini (2000) e Tika e Hutchinson (1999). A resistência residual desempenha um papel importante na estabilidade de antigos movimentos gravitacionais de massa, no comportamento

de depósitos de solo que contém superfícies de ruptura pré-existentes e no entendimento do risco de rupturas progressivas (LUPINI *et al.*, 1981).

O equipamento *ring shear* foi desenvolvido com o intuito de superar algumas limitações apresentadas pelo ensaio de cisalhamento direto na determinação da resistência residual, que era o método até então utilizado (HEAD, 1982). A principal limitação do uso do cisalhamento direto para obtenção da resistência residual é a necessidade de múltiplas reversões. Com o emprego de reversões o solo não é submetido a uma deformação cisalhante contínua em uma única direção, e a orientação das partículas acaba não sendo plena.

Neste ensaio o corpo de prova é moldado em uma célula anelar e por meio de um cabeçote é aplicada a tensão normal desejada. Tanto na base da célula quanto no cabeçote existem ranhuras que promovem a aderência do solo à célula anelar. Aplica-se então um torque que provoca o giro da parte inferior da célula, enquanto que o cabeçote permanece fixo. Isto provoca o cisalhamento do corpo de prova de forma contínua, em uma única direção, atingindo qualquer magnitude de deslocamento e possibilitando a orientação paralela entre as partículas, e consequente atingimento da condição residual.

Nesta tese os ensaios *ring shear* foram executados com o intuito de avaliar a resistência ao cisalhamento em condição residual dos solos GrBt e GrLt, e ArBr. Isto porque o solo GrLt revelou elevada quantidade de argila em sua composição, bem como *slickensides* em profusão ao longo da área em que ocorre. No caso do GrBt, a presença significativa de biotita chamou a atenção para a possibilidade de desenvolvimento de baixos valores de ângulo atrito residual sob grandes deformações. O emprego do ensaio ao solo ArBr justifica-se pela própria natureza do material, pela maneira como ocorre e pelo papel que planos de descontinuidade preenchidos por argila podem ter na estabilidade de taludes. Complementarmente, foram ensaiados também os solos GrVm e GrAm, de forma a obter-se informações relativas ao comportamento dos mesmos sob grandes deformações, possibilitando a comparação entre os diversos materiais investigados nesta tese e aqueles disponíveis na literatura.

#### 4.2.4.2. Equipamento utilizado

Os ensaios *ring shear* desta tese foram realizados em um equipamento produzido conforme o proposto por Bromhead (1979), pela Wykeham Farrance. Durante a execução dos ensaios foram seguidos os procedimentos e recomendações constantes na norma ASTM D6467/2006.

O equipamento utilizado é instrumentado com um transdutor de deslocamento para medida de variação de altura do corpo de prova, e duas células de carga com capacidade nominal de 50 kgf. A aplicação da tensão normal é feita por um pendural e discos metálicos. Um computador faz a aquisição de dados, apresentando as leituras de deslocamento *versus* tensão cisalhante em tempo real.

#### 4.2.4.3. Preparação dos corpos de prova e execução do ensaio

O *ring shear* de Bromhead (1979) exige que os corpos de prova utilizados sejam remoldados. Assim, os solos utilizados na confecção dos corpos de prova foram inicialmente secos ao ar, destorroados e peneirados. Para o ensaio utilizou-se apenas a fração passante na peneira #40, de diâmetro máximo 0,42 mm, visto que, de acordo com a norma adotada, as partículas devem ter diâmetro máximo não superior a 10% da altura da amostra, que é de 5 mm.

O teor de umidade do solo foi corrigido de forma a atingir o limite de plasticidade, conforme sugerido por Stark e Vettel (1992) e Bromhead (1986). Para tal, fez-se a adição de água destilada, mantendo a amostra hermeticamente fechada por 24 horas, pelo menos, para assegurar o equilíbrio da umidade.

O preenchimento da célula anelar, produzindo o corpo de prova, foi executado manualmente. O solo era adicionado à cavidade da célula e levemente pressionado com espátula até o completo preenchimento da mesma. O arrasamento e nivelamento do corpo de prova foram feitos com movimentos radiais da espátula, do interior para o exterior da célula. Foram executados ensaios com tensões normais da ordem de 25, 50, 100 e 200 kPa. No caso do solo ArBr foi executado um ensaio também com tensão normal de 400 kPa.

Nesta tese adotou-se o ensaio em estágios únicos, isto é, para cada tensão normal utilizou-se um corpo de prova distinto. Tiwari e Marui (2004) mostram que não são encontradas diferenças significativas entre os resultados obtidos através das técnicas multiestágio (quando um corpo de prova é empregado para todas as tensões normais) e da técnica de estágio único. Contudo, em ensaios de teste observou-se que o emprego da técnica multiestágio levava a substancial perda de material durante as sucessivas etapas de cisalhamento, reduzindo a representatividade da amostra e elevando o atrito, porque a superfície de cisalhamento é perturbada.

Após ser posicionada no equipamento a célula foi inundada, se aplicou a tensão normal e aguardou-se a consolidação do corpo de prova para dar início ao cisalhamento. Findada a consolidação, executou-se a formação da superfície de cisalhamento. Nesse procedimento



aplicou-se um giro de  $360^\circ$ , a uma velocidade de  $12^\circ/\text{min}$  ( $8,9 \text{ mm/min}$ ). Stark e Vettel (1992) reportam que a utilização do pré-cisalhamento facilita o desenvolvimento da superfície de cisalhamento, eliminando picos de resistência, e reduz a deformação necessária para que a condição residual seja alcançada.

A velocidade utilizada durante o ensaio propriamente dito foi da ordem de  $0,12^\circ/\text{min}$  ( $0,089 \text{ mm/min}$ ) definida com base nos trabalhos de Pinheiro *et al.* (1997) e Rigo (2005). No trabalho desses autores verificou-se tendência de aumento da resistência ao cisalhamento residual para velocidades superiores a  $1^\circ/\text{min}$  ( $0,742 \text{ mm/min}$ ). Por outro lado, Tika e Hutchinson (1999) reportam que, utilizando taxas de cisalhamento bastante altas, superiores a  $100 \text{ mm/min}$ , ocorreu expressiva perda de resistência, até 60% abaixo da resistência residual medida sob baixa velocidade.

Os ensaios foram conduzidos até que a tensão cisalhante se tornasse estável, o que era verificado por meio do surgimento de um trecho retilíneo na curva tensão x deformação.

#### 4.2.5. Condutividade hidráulica saturada

##### 4.2.5.1. Aspectos gerais

A determinação da condutividade hidráulica saturada dos solos estudados foi realizada utilizando-se um permeâmetro de parede flexível com coluna de mercúrio. Este método de ensaio permite a determinação do coeficiente de condutividade hidráulica para diferentes níveis de tensão confinante, tornando possível correlacionar a condutividade com o índice de vazios do corpo de prova, por exemplo.

##### 4.2.5.2. Descrição do equipamento

O equipamento empregado consiste em um permeâmetro de parede flexível com coluna de mercúrio, construído com base no equipamento proposto por Bjerrum e Huder (1957). O equipamento é composto basicamente de uma câmara semelhante à usada em ensaios triaxiais, um sistema de controle e aplicação de pressões e um painel para medição da condutividade hidráulica.

Os sistemas de aplicação de tensão confinante e de contrapressão são similares: partem de um compressor de ar, que se conecta a um *bladder* (interface ar-água), seguindo para a câmara de ensaio. A contrapressão é aplicada no topo da amostra. Um mesmo transdutor de pressão é

utilizado na medição da tensão confinante e da contrapressão, tanto no topo como na base do corpo de prova.

A aplicação da carga para geração do fluxo de água é realizada por meio de uma coluna de mercúrio, que se conecta ao topo e base da amostra. Por meio de um sistema de roldanas é possível ajustar a altura da coluna de mercúrio, que é também utilizada na medição do volume de água. O gradiente hidráulico, calculado de acordo com a Fórmula 18, pode ser ajustado modificando-se o comprimento da coluna de mercúrio.

$$i = \frac{(\gamma_{Hg} - \gamma_w) \cdot L_{Hg}}{H_{cp} \cdot \gamma_w} \quad \text{Fórmula 18}$$

Onde:  $\gamma_{Hg}$  – peso específico do mercúrio;  $\gamma_w$  – peso específico da água;  $L_{Hg}$  – comprimento da coluna de mercúrio;  $H_{cp}$  – altura do corpo de prova.

#### 4.2.5.3. Preparação dos corpos de prova e execução do ensaio

Os ensaios foram executados nos solos GrAm, GrVm, GrBt e GrLt em condição indeformada. Os corpos de prova utilizados, com 5 cm de altura e 5 cm de diâmetro, foram extraídos de blocos indeformados. Durante a moldagem cuidado especial foi tomado durante o corte das extremidades superior e inferior do corpo de prova, de forma que não houvesse, ou fosse mitigada, a reorientação das partículas, e consequente redução da permeabilidade destas áreas, o que poderia prejudicar os resultados dos ensaios.

A execução de ensaio seguiu as instruções constantes na norma ASTM D5084/1990, no que tange ao posicionamento da amostra, percolação, saturação e medição de condutividade hidráulica.

A saturação do corpo de prova foi realizada por meio da aplicação de contrapressão, com incrementos simultâneos de 50 kPa tanto da tensão confinante quanto da contrapressão, mantendo a tensão efetiva constante em 20 kPa. As medidas de condutividade foram realizadas na modalidade carga constante, utilizando-se tensões de confinamento da ordem de 25, 50, 100, 200 e 400 kPa.

O gradiente empregado foi da ordem de 6. Embora seja relativamente elevado, tendo em vista a homogeneidade das sucessivas medidas de  $k_{sat}$  realizadas para uma mesma tensão confinante, pode-se dizer que tal gradiente não mostrou-se capaz de provocar carreamento de partículas.

A condutividade hidráulica saturada foi determinada através de sucessivas medições do tempo decorrido para o deslocamento de 50 cm da coluna de mercúrio, para cada tensão confinante. A determinação do coeficiente de condutividade hidráulica saturado ( $k_{sat}$ ) foi feita de acordo com a Fórmula 19, tomando-se como valor representativo a média das diversas medidas feitas para um mesmo corpo de prova e mesma tensão confinante. Os valores obtidos foram ainda corrigidos em função da temperatura da água, tomando-se 20° C como referência.

$$k_{sat} = \frac{a_m \cdot \Delta h}{A_{CP} \cdot \Delta t \cdot i} \quad \text{Fórmula 19}$$

Onde:  $a_m$  – área da seção transversal do tubo de mercúrio;  $\Delta h$  – deslocamento da coluna de mercúrio;  $A_{cp}$  – área da seção transversal do corpo de prova;  $\Delta t$  – intervalo de tempo;  $i$  – gradiente hidráulico.

#### 4.2.6. Compressão Confinada

##### 4.2.6.1. Aspectos Gerais

O ensaio de compressão confinada, ou ensaio oedométrico, consiste em um carregamento seguindo uma trajetória  $k_0$ , visto que há restrição das deformações radiais do corpo de prova. Este ensaio é utilizado mais comumente no estudo da deformabilidade de solos moles compressíveis, sendo neste caso denominado ensaio de adensamento. O ensaio permite a definição da tensão de pré-adensamento ( $\sigma'_{vp}$ ) e coeficientes de compressão ( $c_c$ ) e recompressão ( $c_r$ ), além dos coeficientes de adensamento ( $c_v$ ) em solos suscetíveis ao processo de adensamento propriamente dito.

Quando a definição desses parâmetros é realizada em solos residuais estes parâmetros são ditos virtuais. Os parâmetros virtuais não têm sua utilização recomendada como parâmetro de projeto ou para alimentar modelos de cálculo, como no caso de argilas sedimentares, mas constituem-se apenas um indicativo do comportamento dos solos em termos de deformabilidade, podendo ainda ser utilizados para o estabelecimento de correlações com outras propriedades índice, como proposto por Sowers (1963), por exemplo, ao correlacionar o coeficiente de compressão com o índice de vazios de solos residuais.

Head (1982) aponta para o fato de que argilas não saturadas, a exemplo dos solos estudados nesta tese, apresentam bolhas de ar em parte de seus vazios. Isso resulta em condições que

diferem daquelas assumidas quando da idealização da teoria do adensamento unidimensional aplicada em ensaios em solos saturados. Em um meio não saturado o fluido presente nos poros é compressível e a permeabilidade varia em função da tensão aplicada. Além disso, o conceito de tensão de pré-adensamento *strictu sensu* não se aplica a solos residuais, estruturados ou cimentados. Em solos estruturados a tensão de pré-adensamento virtual ou tensão de plastificação está associada às ligações entre partículas e à cimentação, e não a uma história de tensões. A ocorrência de estruturação é resultado de processos atuantes no solo durante sua evolução, conforme discutido no Capítulo 2.

Nesta tese o emprego de ensaios de compressão confinada objetivou a avaliação da presença de estruturação nos solos e sua influência no comportamento tensão x deformação. Tal avaliação se faz a partir da comparação de resultados obtidos em ensaios executados em corpos de prova indeformados e remoldados. Adicionalmente foram ensaiados também corpos de prova reconstituídos, como descrito a na seção seguinte.

#### 4.2.6.2. Preparação dos corpos de prova e execução do ensaio

Os ensaios foram realizados em prensas de adensamento convencional, na qual um corpo de prova, contido em um anel metálico, é inundado e submetido a tensões verticais. Essas tensões provocam deformações verticais que são lidas por meio de defletômetros. O equipamento utilizado é semelhante ao descrito em detalhes por Head (1982).

No total foram executados 12 ensaios de compressão confinada. Foram submetidos a estes ensaios os solos GrAm, GrVm, GrBt e GrLt. A argila de preenchimento não foi ensaiada. Os corpos de prova foram preparados de três formas distintas para os quatro solos investigados:

- Indeformados: os corpos de prova foram obtidos de blocos indeformados, de forma a representar o comportamento do solo quando carregamento verticalmente em campo.
- Remoldados: os corpos de prova foram preparados por compactação estática do solo oriundo de amostras deformadas, de forma a apresentar índice de vazios, teor de umidade e densidade similar aos corpos de prova indeformados.
- Reconstituídos: os corpos de prova foram preparados sob a forma de lama, saturados e com índice de vazios superior ao natural. Para a preparação do corpo de prova adicionou-se água a uma quantidade específica de solo de forma a atingir índice de vazios de cerca de duas vezes o índice de vazios natural, quando possível, e teor de umidade superior ao limite de liquidez. Posteriormente misturou-se energicamente a

água e o solo até que os grumos formados pelo material fossem desfeitos e o estado de lama fosse atingido.

Os corpos de prova ensaiados de forma indeformada visaram caracterizar o comportamento *in situ* do material. Os ensaios em corpos de prova remoldados objetivaram a detecção e avaliação qualitativa da presença de estruturação e sua influência no comportamento do solo, ao se comparar o comportamento exibido pelo material indeformado e remoldado. Esta ideia baseia-se no fato de que quando o corpo de prova indeformado é carregado, parte da tensão é transmitida à cimentação, que é parte da estrutura, conforme sugerem Vaughan *et al.* (1988). Assim, a tensão transmitida à cimentação é função da diferença no índice de vazios atingido pelo solo remoldado e indeformado sob mesmo nível de tensão vertical, se apresentarem índice de vazios inicial similar.

Os ensaios em corpos de prova reconstituídos tiveram por objetivo avaliar a tendência de redução de vazios em comparação com a apresentada pelo solo no estado remoldado, descrito anteriormente. A execução de ensaios a partir de distintos índices de vazios permite avaliar a existência de uma linha de compressão normal (NCL) para os solos, ou se os mesmos apresentam comportamento transicional, comportamento reportado por Nocilla *et al.* (2006) e Ferreira e Bica (2006).

A execução do ensaio seguiu as recomendações prescritas na ASTM D 2435/1996. Foram empregadas tensões normais da ordem de 12,5, 25, 50, 100, 200, 300, 400 e 800 kPa, seguido de um descarregamento nas mesmas tensões. Posteriormente foi realizado novo carregamento e descarregamento também nas tensões citadas. Com este procedimento buscou-se verificar a trajetória da curva “ $\sigma'_v$  x e” durante a recompressão e os efeitos gerados pelo descarregamento nas duas etapas. Cada estágio de carregamento foi mantido por pelo menos 24h, ou até que as deformações tendessem à estabilização.

#### 4.2.7. Análise por Difração de Raios-X

##### 4.2.7.1. Aspectos gerais

O comportamento dos solos pode ser bastante influenciado pelas características dos argilominerais que estão presentes em sua fração fina, principalmente em relação à expansividade, absorção de água, consistência e resistência ao cisalhamento. Os argilominerais presentes no solo podem ser ainda indicativos dos processos de intemperismo e alteração que tem atuado naquele ambiente.

Argilominerais são formados pelo arranjo de tetraedros de sílica e octaedros de alumina. Quando diversas unidades estruturais (tetraedros e octaedros) se reúnem são formadas lâminas ou folhas. As diferentes combinações de tetraedros de sílica e de octaedros de alumina, unidos com determinados espaçamentos entre si (distância interbasal), resultam em argilominerais distintos.

A difração de raios-X (DRX) é a técnica básica para identificação de argilominerais (VELDE e MEUNIER, 2008). A utilização de DRX possibilita a determinação dos espaçamentos interbasais, identificação da estrutura cristalina e a mensuração do tamanho, forma e tensões internas de pequenas regiões cristalinas.

O equipamento de difratometria de raios-X é composto basicamente de um emissor de raios-X, um sistema de filtros, um goniômetro e um receptor. Uma vez emitido, o feixe de raios-X atravessa um sistema de filtros. Este sistema de filtros torna o feixe monocromático e remove radiações não-coerentes, permitindo a passagem apenas de radiações com comprimentos de onda de interesse. O goniômetro permite girar a amostra e o receptor, nas condições fixadas pela equação de Bragg, de forma bastante precisa. Sobre o goniômetro localiza-se o apoio para a colocação da amostra.

Quando raios-X monocromáticos com comprimento de onda adequado atingem o plano cristalino, os raios-X são refletidos pelos átomos do cristal. O sinal é reforçado em uma determinada direção se os raios refletidos pelos diferentes planos estiverem em fase. Este fenômeno corresponde à lei de Bragg, mostrada na Fórmula 20.

$$2 \cdot d \cdot \sin\theta = n \cdot \lambda \quad \text{Fórmula 20}$$

Onde: d – espaço entre os planos atômicos ou a distância inter-reticular no cristal;  $\lambda$  – comprimento de onda;  $\theta$  – ângulo entre o feixe e o plano atômico; n – ordem de difração.

As análises de difração de raios-X foram executadas com o intuito de identificar os minerais presentes na fração argilosa dos cinco solos estudados. Esta informação é importante no entendimento dos processos de intemperismo e ambientes que prevaleceram durante o processo de formação dos referidos solos, bem como se aplica à fundamentação do comportamento geotécnico exibido pelos materiais.

#### 4.2.7.2. Preparação das amostras e execução das análises

As análises por difração de raios-X foram executadas no Laboratório de Difração de Raios-X, no Instituto de Geociências da UFRGS. Ao laboratório foram enviadas amostras dos cinco solos estudados nesta tese, compostas por cerca de 100 g de solo seco passante na peneira 0,074 mm. Foram ensaiadas amostras em pó e amostras orientadas nas condições natural, calcinada e glicolada.

Na preparação da amostra em pó aproximadamente 1 g do material pulverizado ou desagregado foi depositado em um sulco de uma lâmina de vidro, procurando-se preservar a desorientação das partículas. Nesta análise todos os minerais ou estruturas cristalinas foram analisados.

Na amostra orientada natural foram analisadas partículas com fração  $< 4\mu\text{m}$ , orientadas de forma a privilegiar-se as faces 001 para a identificação de argilominerais. Uma segunda amostra orientada natural foi saturada com etileno-glicol para verificar a existência de argilominerais expansivos. Uma amostra também orientada natural foi aquecida a  $550^{\circ}\text{C}$  durante duas horas para avaliar a presença de argilominerais cuja estrutura colapse nestas condições, como os argilominerais do grupo das caulinitas, por exemplo.

O equipamento utilizado nas análises foi um difratômetro Siemens Bruker AXS, modelo D5000 com goniômetro  $\theta$ - $\theta$ . A radiação usada foi do tipo  $K\alpha$  em tubo de cobre nas condições de 40 kV e 25 mA. Os minerais identificados na análise total foram comparados com padrões do banco de dados do *Joint Committee on Powder Diffraction Standards* (JCPDS), e indicados sobre os picos mais importantes no difratograma. As análises foram interpretadas através do programa DIFFRACPLUS.

#### 4.2.8. Microscopia Eletrônica de Varredura

##### 4.2.8.1. Aspectos gerais

Diversas pesquisas na área geotécnica fazem uso da Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) para obtenção de imagens que possam auxiliar no entendimento do comportamento de solos, sobretudo a partir de observações de estrutura e mineralogia. Samalikova (1983) foi um dos primeiros autores a discutir técnicas e resultados obtidos com o emprego do método em pesquisas na área geotécnica.

Atualmente o emprego do MEV como ferramenta de investigação é largamente difundido na engenharia geotécnica. Martins *et al.* (2005), por exemplo, reportam que no estudo de um solo

residual de arenito do Rio Grande do Sul, o emprego de análises microscópicas pôde explicar a razão de divergências entre o comportamento geotécnico apresentado pelo referido solo e aquele esperado em solos estruturados.

Nesta pesquisa o emprego do MEV objetivou avaliar, entre outras feições:

- a) Forma com que se encontram arranjados os minerais que compõem os solos;
- b) Presença de elementos estruturais importantes, como concreções ou cimentação;
- c) Nível de alteração de minerais primários;
- d) Orientações preferenciais de partículas argilosas.

O microscópio eletrônico de varredura é composto basicamente pelos seguintes dispositivos: coluna ótico-eletrônica, unidade de varredura, câmara da amostra, sistema de detectores e sistema de visualização de imagens. Por meio de interação elétrons/amostra são geradas imagens virtuais de alta resolução, da ordem de  $10 \text{ \AA}$  (1 nm).

Tendo em vista que na microscopia eletrônica de varredura há a ocorrência de espectros de raios-X, resultantes das interações entre os elétrons e a amostra, alguns equipamentos contam com um dispositivo de detecção de energia dispersiva de raios-X (EDS). O EDS permite identificar e quantificar os elementos químicos presentes na amostra, o que torna a técnica muito atrativa também para uma análise química qualitativa.

#### 4.2.8.2. Preparação das amostras e execução do ensaio

As análises microscópicas foram executadas pelo autor deste trabalho no Centro de Microscopia Eletrônica da UFRGS. As amostras investigadas, representativas dos cinco solos, foram obtidas a partir de blocos indeformados, sob a forma de pequenos aglomerados com aproximadamente 5 mm de diâmetro.

No caso do solo ArBr foi analisado também um fragmento obtido do corpo de prova submetido ao ensaio *ring shear*, através do qual objetivou-se avaliar o desenvolvimento de orientação das partículas durante o ensaio supracitado.

Antes de serem analisadas as amostras foram expostas para secagem ao ar por um período de 96 horas e em seguida secas em estufa a  $60^\circ \text{C}$  por 48 horas. Depois de secas as amostras foram coladas em *stubs* (bases metálicas) com uso de tinta à base de carbono e posteriormente metalizadas. O processo de metalização é aplicado a materiais não-condutores e consiste na precipitação a vácuo de uma película de um material condutor (neste caso carbono e platina),



uma vez que a condução elétrica é o princípio de funcionamento do MEV. A metalização foi executada pela equipe do Centro de Microscopia Eletrônica da UFRGS

#### 4.2.9. Análises de Lâminas Delgadas por Microscopia Petrográfica

##### 4.2.9.1. Aspectos gerais

A classificação e entendimento dos processos formadores das rochas passa pelo conhecimento dos aspectos texturais e mineralógicos destes materiais. No que tange às rochas ígneas entende-se por textura o grau de cristalização da rocha, à granulação e às relações geométricas entre os seus constituintes (WILLIAMS *et al.*, 1970). A importância dos aspectos texturais das rochas ígneas está no fato de que os mesmos refletem as condições sob as quais estas solidificaram.

No caso dos solos, a granulação e as relações geométricas entre partículas compõem parte do que se denomina estrutura. Assim como a mineralogia, o conhecimento dos aspectos estruturais de um solo pode ser útil na compreensão do comportamento geotécnico do mesmo, conforme exemplificam Martins *et al.* (2005) e Rigo (2005). Assim como em rochas, a identificação de feições estruturais e mineralógicas em solos pode ser realizada através de análises de lâminas delgadas em microscópio.

Ao empregar a técnica no estudo de rochas ácidas extrusivas e solos residuais destas rochas, Rigo (2006) relata que a microscópica petrográfica permitiu: (i) corroborar classificações litológicas realizadas por análises químicas, (ii) caracterizar a mineralogia dos materiais, (iii) identificar, através da comparação da textura da rocha com a estrutura herdada pelo solo, os efeitos do intemperismo na formação da estrutura e, (iv) determinar o grau de intemperismo de rochas e solos. No que tange aos solos, Mitchell e Soga (2005) afirmam que a técnica permite a observação de partículas individuais de areia e silte, grupos de partículas de argila, orientação preferencial de argilas, homogeneidade em escala milimétrica, zonas de cisalhamento e poros de grande dimensão.

Nesta tese o emprego das análises de lâminas delgadas objetivou, de forma específica: a) caracterizar e classificar as rochas identificados na área, b) caracterizar as condições estruturais dos solos residuais e, c) avaliar o grau de intemperismo dos materiais estudados.

##### 4.2.9.2. Preparação das lâminas e execução das análises

A confecção das lâminas delgadas utilizadas neste trabalho foi realizada no Instituto de Geociências da UFRGS. Foram preparadas lâminas dos solos GrAm, GrVm, GrBt e GrLt e dos

dois litotipos identificados em campo, reportados na caracterização da área de estudos. No caso do riolito, uma lâmina corresponde ao material são e uma segunda ao material em alteração.

As lâminas das rochas foram obtidas a partir dos fragmentos coletados em campo. Para a confecção das lâminas dos solos foi necessária a impregnação das amostras indeformadas previamente ao corte das lâminas. Após a impregnação as amostras assumem condição sólida e rígida, permitindo o corte aos moldes do procedimento aplicado às rochas. Uma vez concluída a preparação, as lâminas apresentam-se como mostrado na Figura 53, com dimensões da ordem de 46 mm x 26 mm x 30 µm.

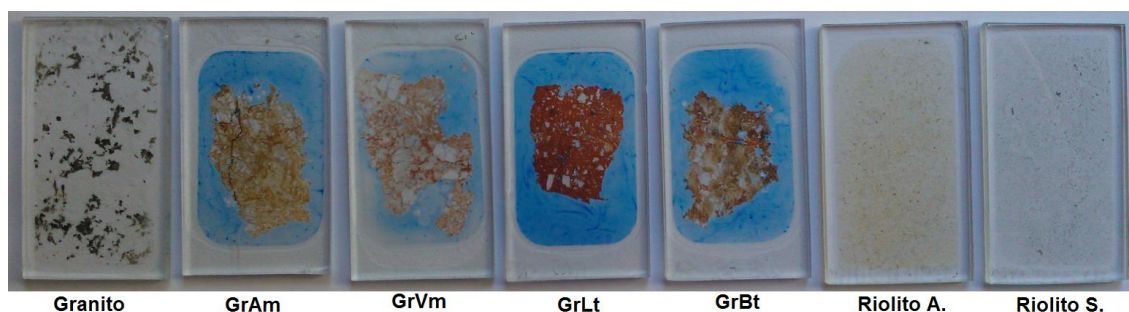


Figura 53: Aspecto das lâminas delgadas utilizadas nessa tese.

As análises e descrições das lâminas delgadas foram executadas por pessoal do corpo técnico do Instituto de Geociências da UFSC. Estas análises contemplaram ainda a realização de contagens modais. Uma vez que a identificação das diversas fases existentes ou de interesse em dada lâmina fora efetuada, procedeu-se com a contagem, com o auxílio de um contador móvel acoplado ao microscópio, de um determinado número de pontos na lâmina. A contagem modal possibilita estimar a composição percentual aproximada das fases, mas a precisão do resultado depende da quantidade de pontos tomados.

#### 4.2.10. Análises de Fluorescência de Raios-X

##### 4.2.10.1. Aspectos gerais

O objetivo da análise quantitativa por fluorescência de raios-X é a determinação da concentração de elementos (composição estequiométrica) em dada amostra, embora permita também a identificação da espessura de camadas simples ou múltiplas em estruturas a nível atômico (MANTLER, 2006).

Quando uma amostra é irradiada por um feixe de raios-X, os átomos na amostra geram raios-X característicos que são emitidos pela mesma. Estes raios emitidos são conhecidos como raios-X fluorescentes, e possuem comprimento de onda e energia específicos, que são característicos de cada elemento. A partir da investigação dos comprimentos de onda dos raios-X, simplesmente, uma análise qualitativa pode ser feita. No entanto, como a intensidade dos raios-X fluorescentes é função da concentração, a análise quantitativa também é possível pela medição da quantidade de raios-X com o comprimento de onda específico de cada elemento.

O emprego das análises por Fluorescência de Raios-X (FRX) é usual na identificação e determinação de elementos maiores, menores e traços que compõem solos e rochas, sendo uma ferramenta bastante comum no ramo da petrologia. O emprego para fins geotécnicos se dá principalmente quando, a partir da composição química, busca-se quantificar o grau de intemperismo de solos residuais. Isto é feito a partir da comparação entre a composição química da rocha e do solo residual. No Capítulo 2 foram apresentados alguns métodos para quantificação do grau de intemperismo.

Nesta tese os dados gerados nas análises de FRX serão empregados para: a) classificação das rochas identificadas na área de estudos, b) caracterização da mobilidade dos elementos químicos durante o intemperismo e, c) cálculo de índices de intemperismo.

#### 4.2.10.2. Preparação das amostras e execução do ensaio

As amostras de rochas para as análises de FRX foram preparadas através da cominuição e moagem em moinho de bolas. As amostras de solo foram preparadas por secagem ao ar, destorroamento e peneiramento do material na peneira de malha de 0,074 mm (#200). Posteriormente foram preparadas as pastilhas comprimidas e fundidas, dos materiais que constituem-se os corpos de prova necessários às análises. Sobre as especificidades relacionadas à preparação das amostras sugere-se consultar o trabalho de Injuk *et al.* (2006).

As análises de FRX foram executadas pelo Laboratório de Caracterização Tecnológica da USP. Os teores dos diversos compostos presentes nos materiais estudados foram determinados por análise sem padrões (*standardless*) dos elementos químicos detectados, de flúor a urânio. Para tal, foi empregado um espectrômetro por fluorescência de raios X, modelo Axios Advanced, marca PANalytical. As análises de Perda ao Fogo (PF) foram efetuadas submetendo as amostras à queima a 1050° C, durante uma hora.

## 5. RESULTADOS DA CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA E MINERALÓGICA

O presente capítulo destina-se à apresentação e discussão dos resultados referentes à caracterização química e mineralógica dos materiais investigados, que compreendeu análises por Fluorescência de Raios-X (FRX) e Difração de Raios-X (DRX), microscopia petrográfica e microscopia eletrônica de varredura. Além dos resultados destas análises são discutidos os efeitos dos processos de intemperismo atuantes em cada um dos materiais. Os níveis de intemperismo são quantificados por meio das propostas apresentadas na revisão bibliográfica.

### 5.1. ANÁLISES POR FLUORESCÊNCIA DE RAIOS-X (FRX)

A caracterização química dos solos e rochas investigados nesta tese deu-se por meio de análises de fluorescência de raios-X. Os dados gerados nestas análises são necessários à classificação dos materiais estudados, bem como permitem avaliar o estágio de intemperismo em que se encontram os mesmos.

A determinação do estágio de intemperismo baseia-se no fato de que os compostos químicos apresentam diferentes níveis de resistência ao processo de intemperismo, como discutido na revisão bibliográfica. Assim, ao avaliar a composição química dos solos residuais e comparar com a da rocha sã, é possível identificar os elementos que sofrem remoção ou mantêm-se estáveis, determinando os agentes de intemperismo mais atuantes e seus efeitos. Os resultados das análises de FRX são apresentados na Tabela 23.

A avaliação da mobilidade dos elementos é feita por meio do Balanço de Massa que permite a elaboração de diagrama do tipo Isocon. Neste tipo de diagrama a concentração dos elementos (dada em percentual da massa total) no material de alteração é plotada contra a concentração destes elementos na rocha original. Conforme enfatizado por Rigo (2005) este diagrama é utilizado como alternativa aos diagramas composição-volume na determinação das perdas e ganhos de elementos.

Tabela 23: Composição química dos materiais investigados em termos de percentuais em massa (elementos maiores e traços).

Material	Rochas				Solos				
	Granito	Riolito	Riolito A1	Riolito A2	GrAm	GrVm	GrBt	GrLt	ArBr
Na <sub>2</sub> O	4,94	5,63	5,23	1,67	2,59	0,324	0,202	0,297	1,69
MgO	1,33	≤0,001	≤0,001	≤0,001	0,905	0,234	0,922	0,336	0,703
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	17,6	12,5	12,2	13,3	19,8	19,4	23,5	25,2	25,5
SiO <sub>2</sub>	59,8	73,4	74,8	75,1	58,5	65,1	54	52,9	53,3
P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	0,187	0,016	0,017	0,016	0,045	0,073	0,049	0,066	0,025
K <sub>2</sub> O	3,02	5,17	4,92	5,62	2,72	3,91	2,13	1,49	2,37
CaO	4,41	0,493	0,371	0,096	0,335	0,094	0,07	0,118	0,866
TiO <sub>2</sub>	0,686	≤0,001	≤0,001	≤0,001	0,881	0,559	0,974	0,853	0,847
MnO	0,115	0,121	0,053	≤0,001	0,077	0,041	0,064	≤0,001	0,06
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	6,58	2,01	1,76	1,43	7,06	3,38	7,94	7,67	4,84
PF	0,77	0,51	0,41	2,67	6,86	6,74	9,54	10,9	9,56
SO <sub>3</sub>	≤0,001	≤0,001	≤0,001	≤0,001	≤0,001	≤0,001	0,064	≤0,001	≤0,001
Cl	0,071	0,097	0,058	0,061	≤0,001	0,063	0,089	0,051	0,051
Cr <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0,056	0,052	0,073	≤0,001	0,051	0,03	≤0,001	≤0,001	≤0,001
NiO	≤0,001	≤0,001	≤0,001	≤0,001	≤0,001	≤0,001	≤0,001	0,029	≤0,001
CuO	≤0,001	≤0,001	≤0,001	≤0,001	≤0,001	≤0,001	0,027	≤0,001	≤0,001
ZnO	0,018	≤0,001	≤0,001	≤0,001	0,017	≤0,001	0,014	≤0,001	0,033
Rb <sub>2</sub> O	≤0,001	≤0,001	≤0,001	≤0,001	≤0,001	≤0,001	≤0,001	≤0,001	0,02
SrO	0,046	≤0,001	≤0,001	≤0,001	0,019	0,02	≤0,001	≤0,001	0,018
Y <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	≤0,001	0,019	0,014	0,012	≤0,001	0,011	0,011	0,011	0,007
ZrO <sub>2</sub>	0,071	0,02	0,016	0,022	0,081	0,025	0,075	0,07	0,059
BaO	0,283	≤0,001	≤0,001	≤0,001	0,12	≤0,001	0,378	≤0,001	0,136

Em um diagrama Isocon, os elementos assumidos imóveis situam-se sobre uma pseudo-linha que parte da origem e tem inclinação correspondente à razão entre a massa total antes da alteração e a massa total depois da alteração. A inclinação deste reta será igual a 1 (45°) somente quando a concentração não variar com a alteração. Assim, a perda ou ganho de um elemento móvel pode ser medida pelo afastamento de seus valores a partir da linha Isocon.

As Figura 54 a Figura 57 apresentam os diagramas Isocon normalizados para os solos GrAm, GrVm, GrBt e GrLt, tendo a constituição da rocha granítica como inicial. O composto ZrO<sub>2</sub> foi assumido como inerte. Os diagramas foram construídos com auxílio do *software* GEOISO Coelho (2006).

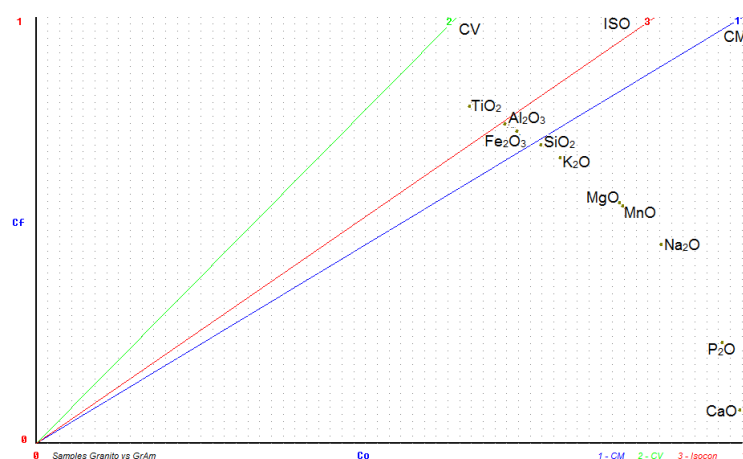


Figura 54: Diagrama Isocon normalizado para o solo GrAm

A Figura 54 mostra que durante o processo de intemperismo da rocha e formação do solo GrAm houve perda de todos os elementos maiores considerados, com exceção do  $\text{TiO}_2$ . De destaque é a perda de  $\text{CaO}$  e  $\text{P}_2\text{O}$ . Como as análises de FRX indicaram um enriquecimento em  $\text{ZrO}_2$ , a linha Isocon mostrou inclinação superior à de isomassa (ISO).

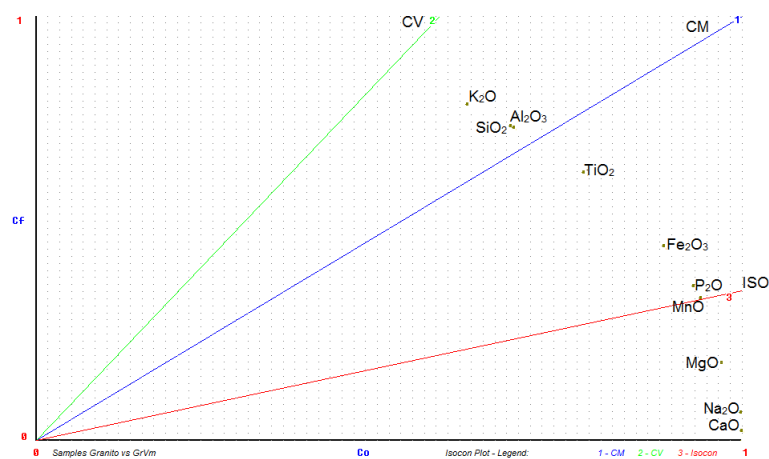


Figura 55: Diagrama Isocon normalizado para o solo GrVm

O diagrama do solo GrVm (Figura 55) indica que dentre os elementos maiores, apenas o  $\text{MgO}$ ,  $\text{Na}_2\text{O}$  e  $\text{CaO}$  apresentaram perdas com relação à concentração original. No entanto, estas perdas foram bastante severas e muito mais expressivas que as registradas no solo GrAm, por exemplo. Frente à remoção dos compostos citados a concentração dos demais elementos aumentou, já que tornaram-se mais representativos na composição do solo formado. Cabe destacar a presença

importante de  $K_2O$ , o que revela a permanência de cristais de ortoclásios na composição deste solo. No caso do  $MnO$  a concentração manteve-se estável.

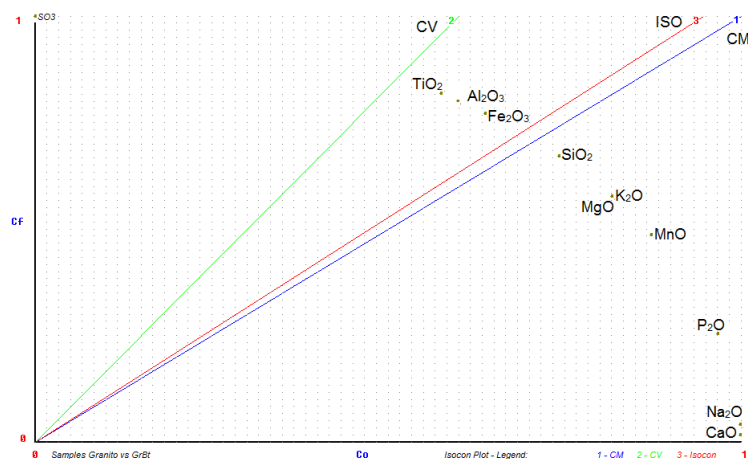


Figura 56: Diagrama Isocon normalizado para o solo GrBt

O diagrama Isocon do solo GrBt (Figura 56) mostra também perda dos elementos  $CaO$  e  $Na_2O$ . No entanto, estas perdas foram menos significativas, com relação à sofrida pelos demais elementos. Apenas os elementos  $TiO_2$ ,  $Al_2O_3$  e  $Fe_2O_3$  sofreram ganhos de concentração.

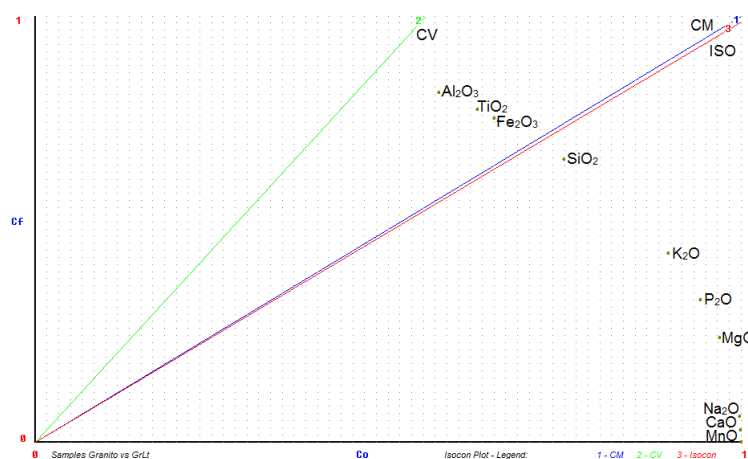


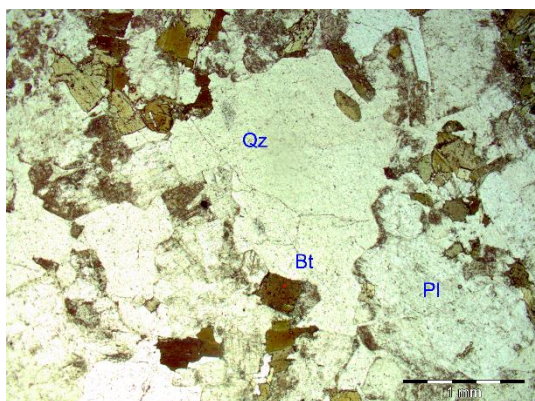
Figura 57: Diagrama Isocon normalizado para o solo GrLt

Sobre o solo GrLt (Figura 57) destaca-se que o processo de lateritização promove significativa perda de  $MnO$ , fato não registrado nos demais materiais. Além deste, os compostos  $CaO$  e  $Na_2O$  tiveram perdas representativas. Por outro lado, chama-se a atenção para o aumento na

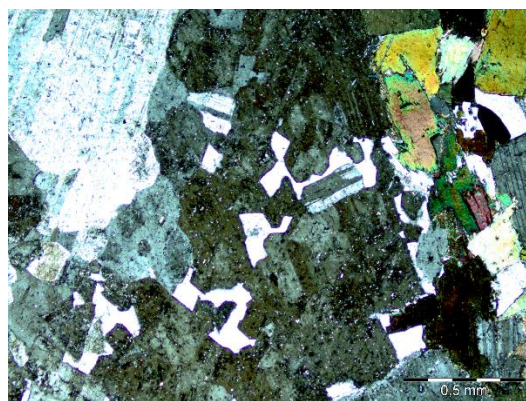
concentração de sesquióxidos de Al e Fe ( $\text{Al}_2\text{O}_3$  e  $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ), elementos que passam a predominar na composição dos solos na medida em que o processo de lateritização se desenvolve.

## 5.2. ANÁLISES DAS LÂMINAS DELGADAS

Nesta seção são apresentados os resultados obtidos na interpretação das lâminas delgadas das rochas e solos investigados. Por meio de imagens obtidas em microscópio petrográfico e resultado das contagens modais é possível avaliar a composição mineralógica e estado de integridade destes minerais, destacando aspectos de interesse ao comportamento dos solos. Inicialmente, na Figura 58 são apresentadas imagens das lâminas da rocha granítica



(a) Componentes principais da rocha sob “luz natural”; Qz: quartzo, Bt: biotita e Pl: plagioclásio.



(b) Trama textural gráfica, que se dá pelo intercrescimento de ortoclásio e quartzo.

Figura 58: Microfotografias da rocha granítica

A rocha tem estrutura maciça, com textura holocristalina, equigranular média, hipidiomórfica; sua trama apresenta intercrescimento de quartzo e feldspato alcalino (ortoclásio e microclínio) (Figura 58b). Têm-se como minerais primários o plagioclásio (feldspato cálcio-sódico), ortoclásio e microclínio (feldspato alcalino), biotita e anfibólio. Como acessórios ocorrem a muscovita, apatita, minerais secundários ou de alteração, sericita e epidoto.

O plagioclásio é incolor sob “luz natural”, se dispõe em ripas com maclas polissintéticas e contatos retilíneos. É comum observar-se cristais substituídos por sericita nas bordas ou mesmo por todo o mineral. Os feldspatos alcalinos são incolores sob nicóis paralelos, têm hábito tabular e encontram-se geralmente afetados por processos de sericitização. O quartzo, por sua vez, é incolor e límpido sob nicóis paralelos.



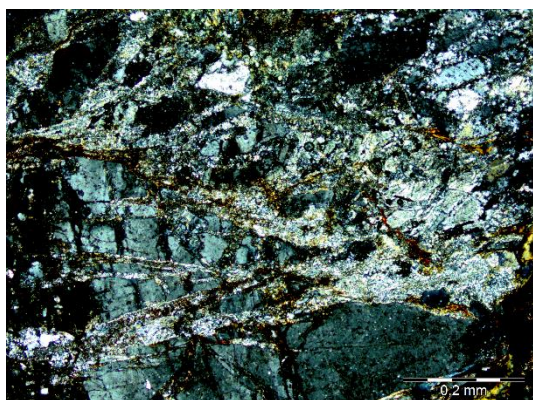
A biotita apresenta intenso pleocroísmo (que varia de castanho a esverdeado), clivagem perfeita, contendo inclusões de rutilo acicular (variedade de biotita sagenítica) e geralmente ocorre associada ao anfibólio. O anfibólio tem leve pleocroísmo variando os tons de verde, com clivagens em ângulo de  $120^\circ$ . A composição mineralógica da rocha, segundo a análise modal com contagem de 430 pontos, é apresentada na Tabela 24.

Tabela 24. Mineralogia da rocha granítica obtida via contagem modal.

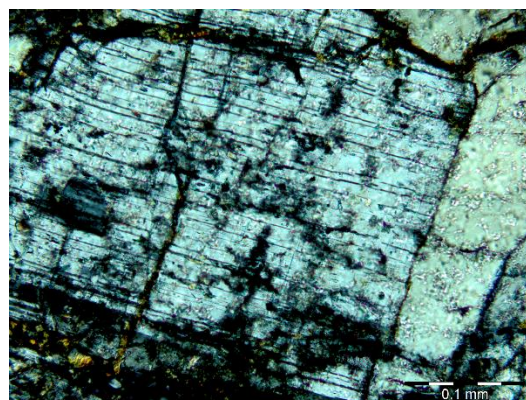
Mineral	Quartzo	Plagioclásio	Ortoclásio	Biotita	Sericita	Anfibólio
Quantidade	21,6%	35%	14%	12,7%	9%	6%

De acordo com a composição apresentada verifica-se, com base no diagrama de Streckeisen (1976), que o granitoide corresponde a um granodiorito, tendo em vista a reduzida proporção de quartzo.

As imagens das lâminas referentes ao solo GrAm são apresentadas na Figura 59.



(a) Textura protomilonítica. Matriz e cristais maiores compostos por plagioclásio, quartzo e ortoclásio.



(b) Plagioclásio com macla levemente deformada.

Figura 59: Microfotografias do solo GrAm.

O solo preserva a estrutura cataclástica da rocha-mãe, com textura protomilonítica a porfiroclástica (Figura 59a), segundo a classificação de Sibson, (1997). Os componentes principais são plagioclásio, quartzo e feldspato alcalino. Como minerais secundários ocorrem muscovita, sericita e argilominerais. Nas fraturas são observados óxidos e hidróxidos de ferro. O quartzo apresenta-se principalmente na matriz, e por vezes como porfiroclastos, mas os cristais são geralmente fraturados.

O ortoclásio apresenta-se em porfiroclastos abundantemente fraturados com ligeira orientação. O plagioclásio ocorre em ripas, tanto na matriz como em cristais maiores, parcialmente substituídos por sericita. Na matriz o processo de sericitização é mais intenso, e por vezes apresenta maclas com leve deformação (Figura 59b). Estas deformações podem estar relacionadas aos eventos tectônicos que deram origem aos falhamentos regionais e configuram este solo como um resíduo de um granitoide milonitizado (protomilonito granítico).

A biotita ocorre dispersa, é levemente pleocróica variando de castanho a verde claro. O óxido e o hidróxido de ferro preenchem as microfraturas e são opacos e castanhos avermelhados, respectivamente.

A composição mineralógica do solo GrAm, derivada da contagem modal, é apresentada na Tabela 25.

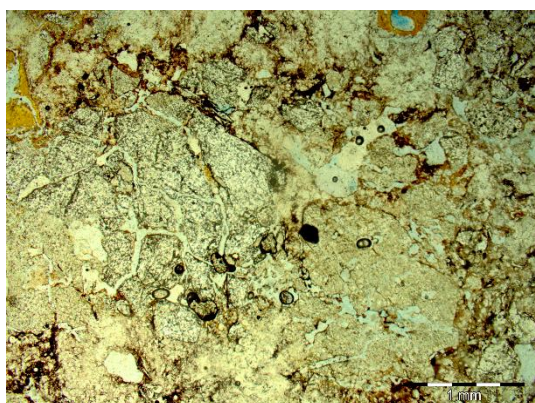
Tabela 25. Composição mineralógica do solo GrAm obtida via contagem modal.

Mineral	Quartzo	Plagioclásio	Ortoclásio	Biotita	Matriz	FeO /Fe(OH) <sub>2</sub>
Quantidade	6%	7%	31%	2%	43,5%	10,5%

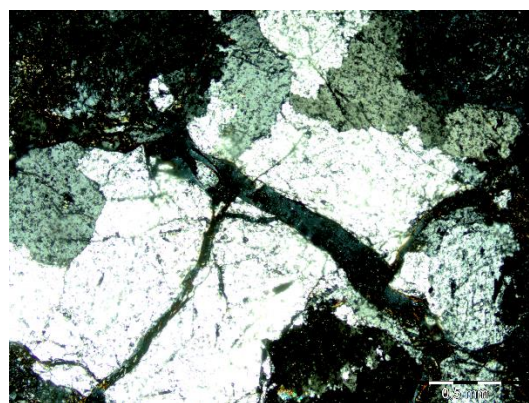
Em comparação com a rocha de origem observa-se que o processo de intemperismo incide fortemente sobre o plagioclásio e a biotita, formando a matriz e óxidos e hidróxidos de ferro. Destaca-se a resistência mais elevada dos ortoclásios ao processo de intemperização que a dos plagioclásios e micas. A alteração da biotita favorece a liberação de ferro e formação de óxidos, o que resulta em quantidade maior de agentes cimentantes.

As imagens das lâminas referentes ao solo GrVm são mostradas na Figura 60. Ao microscópio a rocha apresenta estrutura de fragmentação e textura cataclástica. A textura cataclástica está super-imposta a uma textura porfiroblástica, caracterizada por porfiroclastos de quartzo, microclínio, ortoclásio e plagioclásio, imersa em fina matriz feldspática (Figura 60a).

O quartzo ocorre como porfiroclastos que chegam até 1,2 cm e está em menor quantidade na matriz. Apresenta extinção ondulante e geralmente os grãos estão fraturados (Figura 60b). O microclínio é tabular, com maclas da variedade albita-periclina, e ocorrem tanto na matriz como em porfiroclastos. O ortoclásio, por sua vez, é tabular e ocorre tanto na matriz como em porfiroclastos. O plagioclásio ocorre em ripas, com macla polissintética levemente deformada, e sucede tanto na matriz, assim como em porfiroclastos, mas neste caso em menor quantidade.



(a) Rocha granítica cataclasada.



(b) Porfiroclasto de quartzo fraturado, sob fina matriz feldspática.

Figura 60: Microfotografias do solo GrVm.

Entre os minerais secundários destacam-se a muscovita, a clorita e a sericita. A muscovita é incolor e ocorre preservada, embora deformada. A clorita apresenta cor esverdeada e em alguns cristais aparecem deformadas. A sericita é microcristalina com tonalidades amarelados. O hidróxido de ferro impregna e cimenta a matriz e preenche microfraturas, impregnando também as bordas dos grãos. Os óxidos de ferro são opacos e se dispõem em pequenas quantidades.

Considerando as feições deformacionais da amostra analisada, a mesma é classificada como um solo residual de granito cataclástico. A composição mineralógica do solo é mostrada na Tabela 26.

Tabela 26. Composição mineralógica do solo GrVm obtida via contagem modal.

Mineral	Quartzo	Plagioclásio	Ortoclásio	Microclínio	Matriz	FeO/Fe(OH) <sub>2</sub>
Quantidade	31,5%	4,5%	3,5%	7%	41,5%	12%

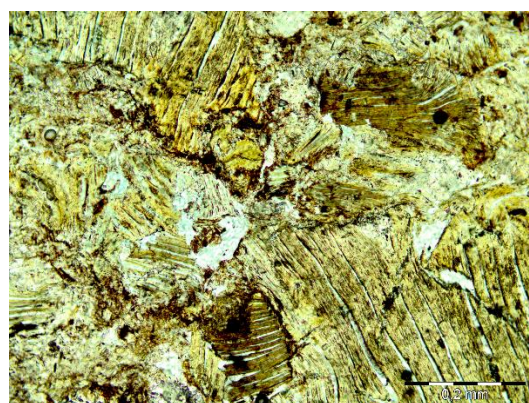
Em comparação com a rocha considerada sã constata-se uma degradação significativa tanto de plagioclásios, quanto feldspatos e biotitas. Assim, como no solo GrAm a degradação dos minerais primários dá origem à matriz bastante representativa, além de óxido e hidróxido de ferro. O percentual referente à matriz nos solos GrAm e GrVm é bastante similar.

Na Figura 61 são mostradas microfotografias do solo GrBt. Ao microscópio a rocha apresenta estrutura de fragmentação e textura cataclástica, caracterizada por porfiroclastos de biotita, ortoclásio e quartzo, sob uma matriz feldspática microcristalina (Figura 61a).





(a) Matriz fina com pórfiros de quartzo e biotita.



(b) Grande quantidade de biotita, em sua grande maioria deformada.

Figura 61: Microfotografias do solo GrBt.

A biotita é abundante, disposta em lamelas pleocroicas castanhas a verde claro, muitas vezes deformada (Figura 61b) e por isso tem extinção ondulante. Em processo de alteração para clorita ela ocorre principalmente como porfiroclastos e subordinadamente na matriz. O quartzo apresenta-se como porfiroclastos, e em menor quantidade na matriz. Tem extinção ondulante e geralmente intensamente fragmentado. O ortoclásio é tabular e ocorre tanto na matriz como em porfiroclastos. O hidróxido de ferro é marrom avermelhado e ocorre nas fraturas, enquanto que o óxido de ferro é opaco e se dispõe em pequenas quantidades.

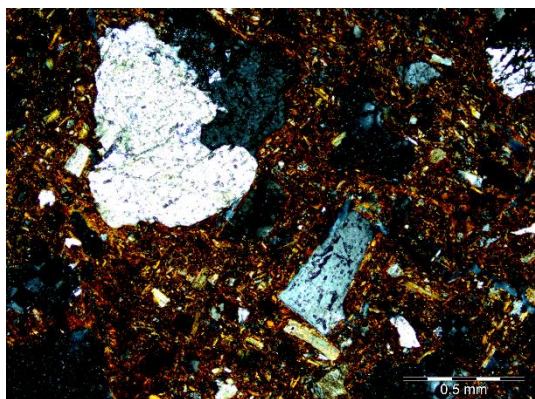
Considerando-se as feições exibidas pelo material sugere-se a incidência de processos cataclásticos sobre o granitoide do qual advém o presente solo. Tais deformações apresentam-se mais intensas neste material que nos demais, o que está relacionado à maior proximidade deste material da principal falha existente na área estudada. A composição mineralógica do solo é mostrada na Tabela 27.

Tabela 27: Composição mineralógica do solo GrBt obtido via contagem modal.

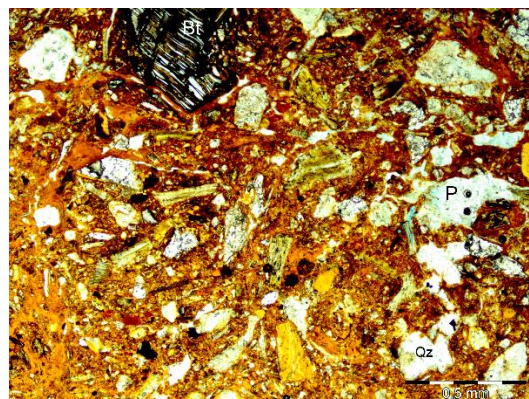
Mineral	Quartzo	Ortoclásio	Biotita	Matriz	FeO /Fe(OH) <sub>2</sub>
Quantidade	6%	4%	45,5%	37%	7,5%

As microfotografias do solo GrLt são apresentadas na Figura 62. Este solo é composto por fragmentos de quartzo, ortoclásio e biotita, dispostos em uma matriz argilosa e porosa (Figura 62a). O quartzo, de hábito subédrico, apresenta extinção ondulante e ocorre disperso na matriz argilosa. A biotita é pleocróica, variando desde castanho a verde claro, e por vezes apresenta

deformação plástica (Figura 62b). O ortoclásio é tabular, com hábito euédrico a subédrico, intensamente fraturado nos planos de clivagem. A matriz argilosa é castanho avermelhado, composta por argilominerais, óxidos e hidróxidos.



(a) Quartzo em destaque, sob matriz argilosa com biotita.



(b) biotita deformada na porção superior, sob matriz argilosa; Qz: quartzo, Bt: biotita, P: poros.

Figura 62: Microfotografias do solo GrLt.

O estágio avançado de intemperismo deste solo impossibilita inferir sobre feições estruturais resultantes de deformações sofridas pela rocha, como nos demais casos. No entanto, ainda assim relictos dos minerais primários são encontrados. A composição mineralógica do solo é mostrada na Tabela 28.

Tabela 28. Composição mineralógica do solo GrLt obtido via contagem modal.

Mineral	Quartzo	Ortoclásio	Biotita	Matriz	Poros
Quantidade	9,5%	6,0%	15,5%	55,5%	13,5%

Dentre os materiais investigados por lâminas delgadas é o que apresenta a matriz mais profusa. Da mesma forma deve-se destacar a elevada quantidade de poros. Os minerais primários constituem uma parcela menor que nos demais materiais, mostrando-se intensamente alterados. Estes resultados evidenciam o processo de lateritização que incide sobre o material.



Os difratogramas mostram significativa quantidade de minerais primários na fração fina deste solo, principalmente plagioclásios e quartzo. O principal pico de quartzo ocorre sob  $2\theta=26^\circ$  e distância interbasal de 3,335 Å. Para o plagioclásio tem-se o pico mais representativo em  $2\theta=28^\circ$ , com distância interbasal da ordem de 3,187 Å.

Como minerais secundários principais cita-se a caulinita e a clorita, embora picos de ilita também tenham sido registrados por meio de amostras orientadas. O resultado da análise semiquantitativa é mostrado na Tabela 29.

Tabela 29. Quantificação dos minerais presentes no solo GrAm (análise semiquantitativa)

Mineral	Plagioclásio	Quartzo	Caulinita	Clorita
Quantidade	68%	13%	13%	8%

Considerando a composição química do solo, obtida nas análises de FRX, sugere-se que os plagioclásios identificados sejam do tipo albita (plagioclásio sódico) a oligoclásio, tendo em vista a predominância de Na sobre CaO.

A ação do intemperismo sobre os plagioclásios deu origem à caulinita e ilita, e possivelmente à clorita, embora esta última possa ser uma forma de ocorrência das micas identificadas na rocha mãe. A caulinita é predominante sobre a ilita. Enquanto que a primeira condiciona claros picos no difratograma, a ilita é identificada apenas por suaves picos nas análises em amostras orientadas. Não foram identificados argilominerais expansivos, ao menos em quantidades representativas. Cabe ressaltar que a predominância de minerais primários sobre os secundários é claro indicativo de que o material encontra-se parcialmente intemperizado.

Os resultados das análises no solo GrVm são mostrados na Figura 64, enquanto que o resultado da análise semiquantitativa é mostrado na Tabela 30.

No solo GrVm a maior parcela da fração fina corresponde a minerais primários, assim como no solo GrAm. Neste, contudo, há predomínio do ortoclásio, além do quartzo também em grande proporção. O principal pico de quartzo ocorre quando  $2\theta=26^\circ$  e de feldspato em  $2\theta=27^\circ$ , sendo as distâncias interbasais de 3,334 e 3,244 Å, respectivamente. O principal pico do difratograma, no entanto, diz respeito à caulinita e ocorre em  $2\theta=12,5^\circ$ .

A baixa concentração de  $\text{Na}_2\text{O}$  e  $\text{CaO}$ , bem como a importante quantidade de  $\text{K}_2\text{O}$  obtida nos ensaios de FRX ratificam o tipo de feldspato registrado. O ambiente de intemperização deste

solo condicionou um ataque mais intenso aos feldspatos que no caso do solo GrAm. No GrVm houve remoção mais intensa de Na e Ca, enquanto que no solo GrAm o Na foi melhor preservado. Tais constatações permitem considerar que o intemperismo sofrido pelo solo GrVm foi marcado por processos de lixiviação mais expressivos do que o sofrido pelo GrAm.

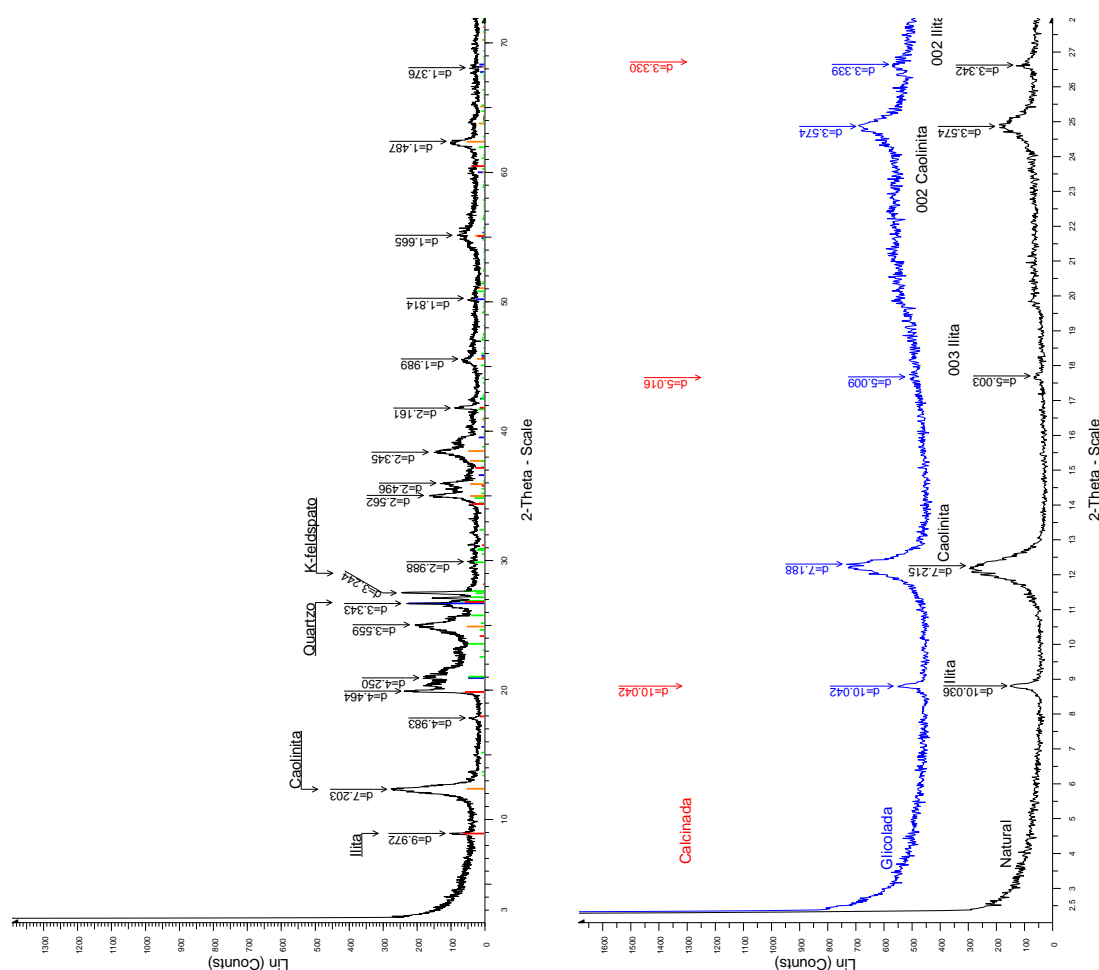


Figura 64: Difrátogramas do solo GrVm.

Tabela 30: Quantificação dos minerais presentes no solo GrVm (análise semiquantitativa)

Mineral	Ortoclásio	Quartzo	Ilita	Caulinita
Quantidade	34%	25%	23%	18%

No solo GrVm os argilominerais contribuem de forma mais expressiva à fração fina que no solo GrAm, sendo representado por ílitas e caulinitas. Neste material, assim como nos demais, não foram identificados argilominerais expansivos, resultado das boas condições de drenagem deste solo e da região de ocorrência do mesmo na área de estudos.



Os resultados das análises no solo GrBt são mostrados na Figura 65, enquanto que o resultado da análise semiquantitativa é mostrado na Tabela 31.

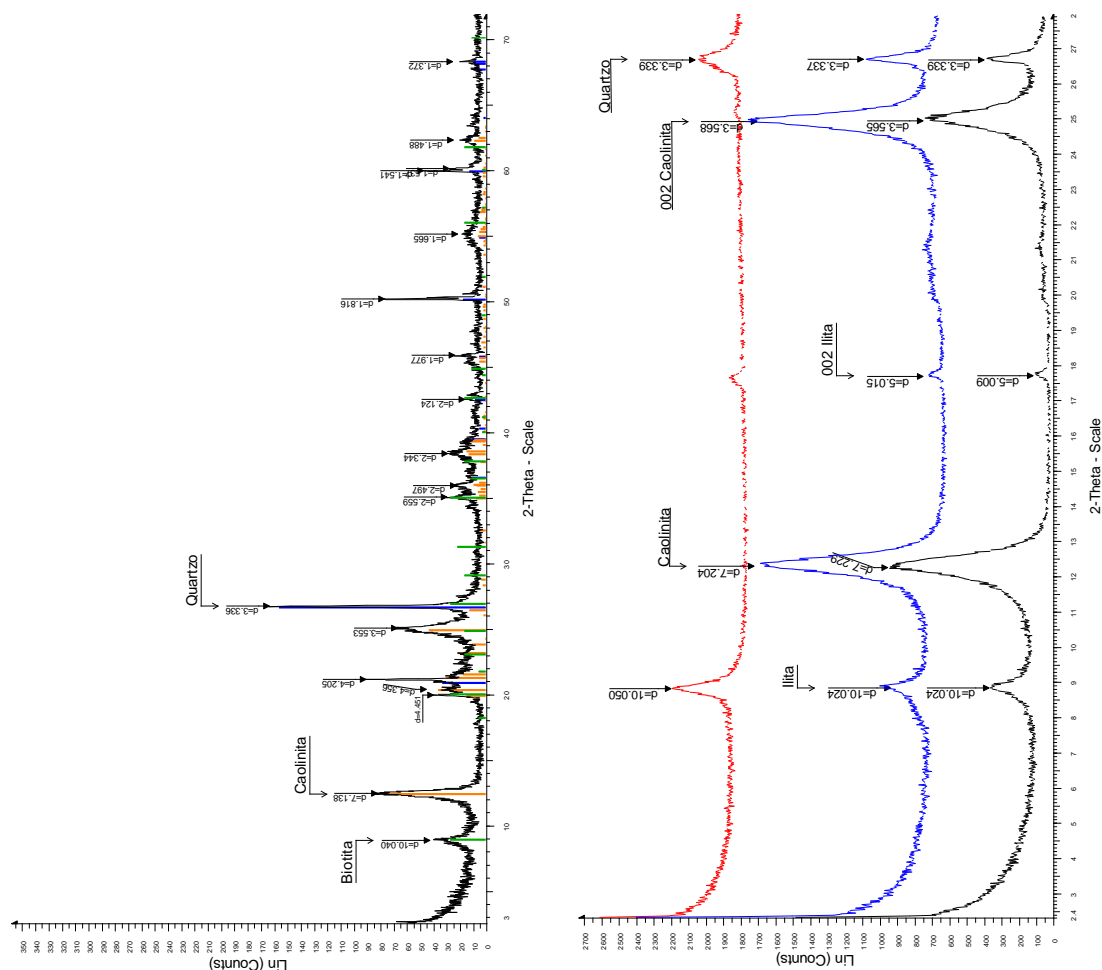


Figura 65: Difratomogramas do solo GrBt.

Tabela 31. Quantificação dos minerais presentes no solo GrBt (análise semiquantitativa)

Mineral	Quartzo	Biotita	Caulinita
Quantidade	34%	18%	48%

A ocorrência de biotita na composição do solo GrBt é confirmada na análise de DRX. Também verifica-se que os processos de intemperização que formaram este solo foram muito mais intensos que nos demais solos de granito investigados. Tal conclusão baseia-se na ausência de feldspatos nas análises, bem como na grande representatividade das caulinitas na composição

deste material. A profusa ocorrência de biotita pode ser creditada a expressiva quantidade de  $\text{Fe}_2\text{O}_3$  detectada nas análises de FRX.

O principal pico do difratograma ocorre para o quartzo em  $2\theta=26^\circ$ , enquanto que sob  $2\theta=9^\circ$  registra-se o pico para biotitas e  $2\theta=12,5^\circ$  referente às caulinitas. Este pico de caulinita repete-se nas amostras orientadas natural e glicolada. Os difratogramas das amostras orientadas mostram ainda pequenos picos de illita, assim como os obtidos nos solos GrVm e GrAm.

As análises de DRX realizadas no solo GrLt resultaram nos difratogramas mostrados na Figura 66. Os dados da análise semiquantitativa constam na Tabela 32.

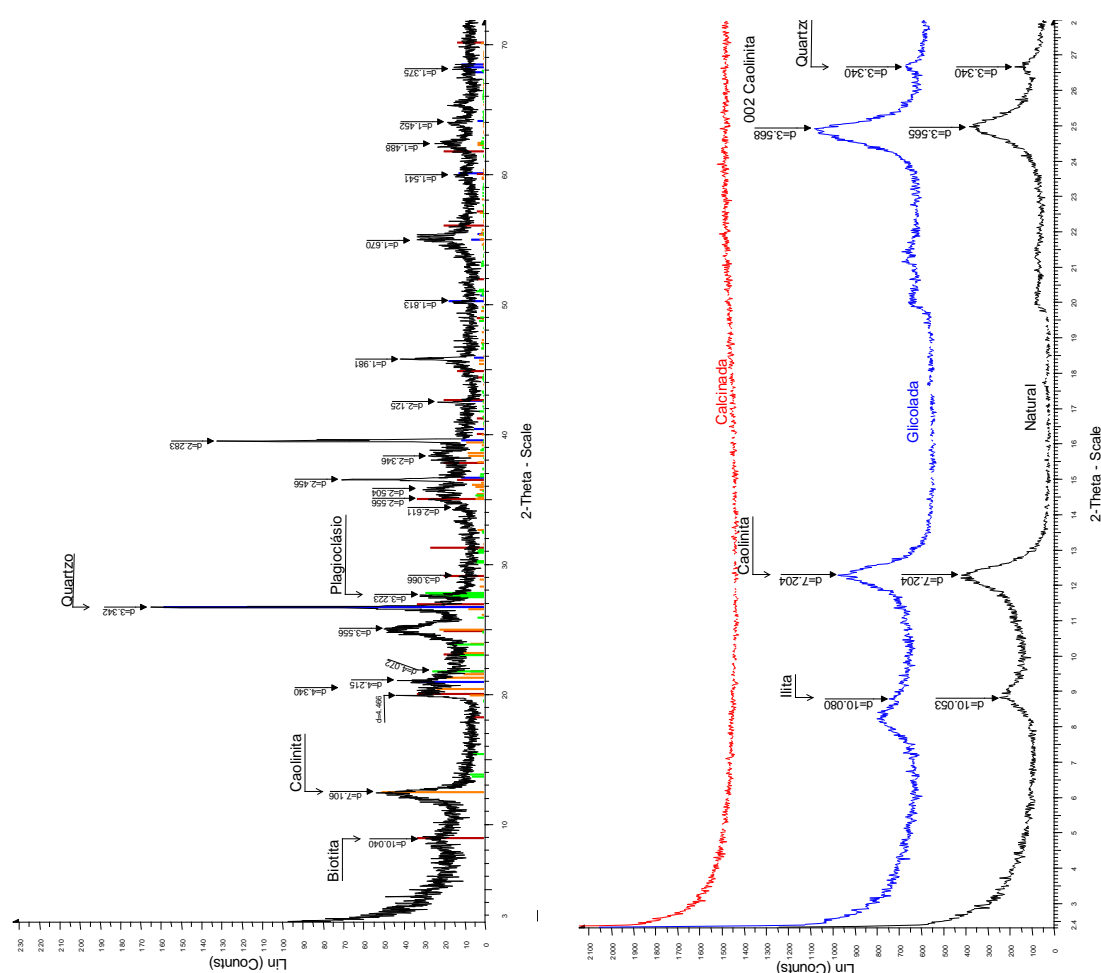


Figura 66: Difratogramas do solo GrLt.

Tabela 32: Quantificação dos minerais presentes no solo GrLt (análise semiquantitativa)

Mineral	Quartzo	Plagioclásio	Biotita	Caulinita
Quantidade	30%	24%	19%	27%

O difratograma da amostra em pó do solo GrLt revela dois picos principais relativos à ocorrência de quartzo, em  $2\theta=26^\circ$  e  $39^\circ$ . Picos de quartzo foram também verificados nos difratogramas das amostras orientadas. A maior porção dos minerais identificados no solo GrLt são primários. Assim como nas demais análises, os difratogramas das amostras orientadas revelam também a ocorrência incipiente de caulinita.

Por fim, são apresentados os resultados obtidos no solo ArBr, constantes na Figura 67 (difratogramas) e Tabela 33 (análise semiquantitativa).

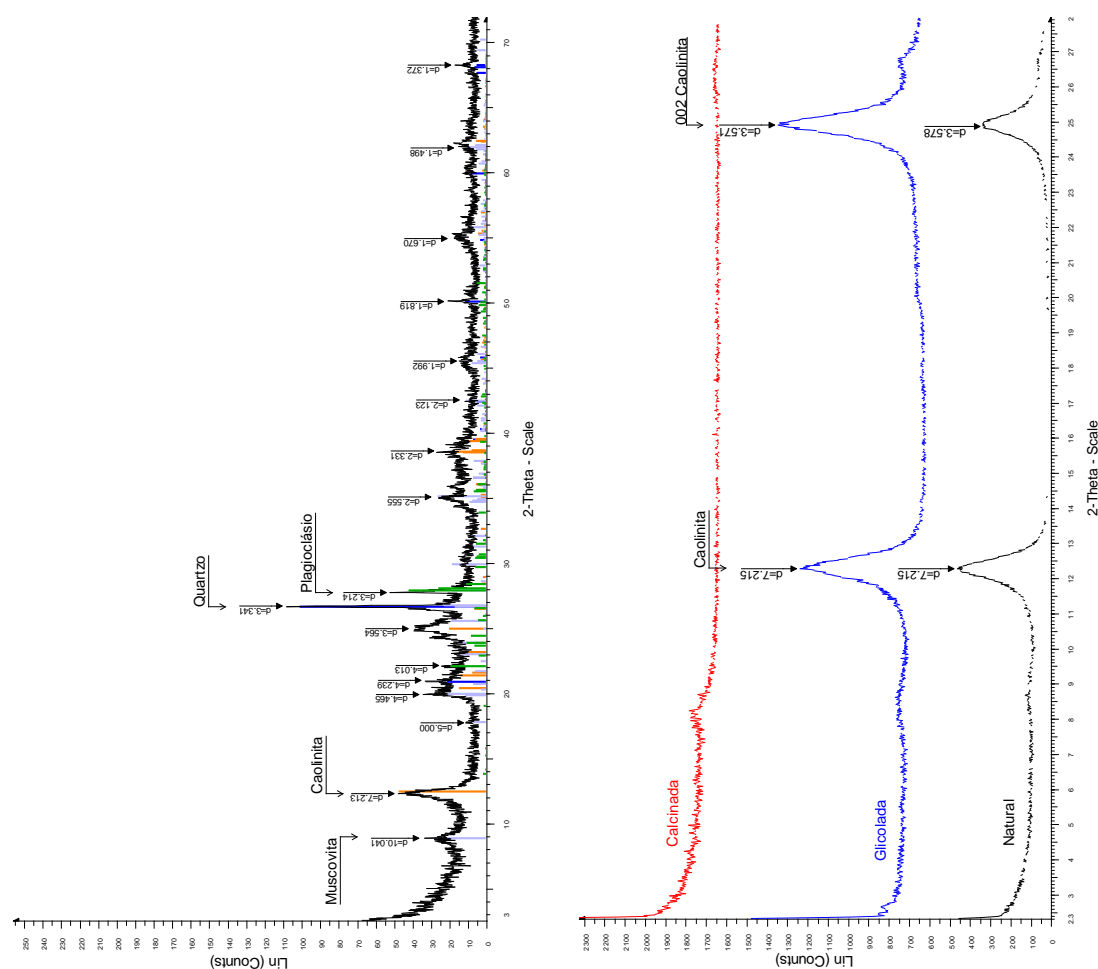


Figura 67: Difratogramas do solo ArBr.

Tabela 33: Quantificação dos minerais presentes no solo ArBr (análise semiquantitativa)

Mineral	Quartzo	Plagioclásio	Muscovita	Caolinita
Quantidade	15%	33%	34%	18%

Dentre os materiais investigados o solo ArBr é o único a apresentar níveis expressivos de mica muscovita em sua composição, o que se dá em substituição à biotita. A ocorrência de muscovitas neste solo é resultado da atividade hidrotermal que promoveu sericitização dos feldspatos presentes no granito. Contudo, parte da muscovita encontrada refere-se, muito provavelmente, à biotita, visto que nas análises de FRX constatou-se a presença de Fe em proporção significativa, elemento que não compõe a muscovita.

Diferentemente dos demais solos investigados, nos difratogramas das amostras orientadas não foram registrados picos vinculados à ocorrência de ílitas.

Cabe citar que esta amostra tem influência do solo em que se encontrava aderida e parte da fração referente ao quartzo consiste em contaminação, que advém dos materiais vizinhos,

De acordo com as análises, os feldspatos são do tipo labradorita, tendo proporções razoavelmente semelhantes de Na e Ca em sua composição, reflexo do que se verificou nos ensaios de FRX no granito, em que  $\text{Na}_2\text{O}$  e  $\text{CaO}$  ocorrem em igual quantidade (em massa). Durante a formação da ArBr, o Ca torna-se menos representativo do que o  $\text{Na}_2\text{O}$ , visto ser mais suscetível às alterações.

#### 5.4. ANÁLISES POR MICROSCOPIA ELETRÔNICA (MEV)

Nesta seção são apresentadas imagens obtidas via microscópio eletrônico de varredura (MEV) dos solos investigados. A partir destas imagens objetiva-se caracterizar estes solos do ponto de vista microestrutural e confirmar as informações obtidas pelas demais ferramentas de análise empregadas. Na Figura 68 são apresentadas imagens referentes ao solo GrAm.

A Figura 68a mostra uma visão geral do solo GrAm, onde se destaca a ocorrência de um cristal de plagioclásio envolto em matriz fina. Esta matriz é formada por argilominerais, óxidos e hidróxidos de ferro, principalmente, conforme indicam os difratogramas obtidos por EDS. O plagioclásio mostrado pode ser considerado um pseudomorfo, uma vez que encontra-se intensamente alterado mas sua forma ainda encontra-se preservada. A estrutura deste pseudomorfo é porosa, como mostra a Figura 68b.

A matriz deste solo é marcada por caulinitas em profusão (Figura 68c), o que é corroborado pelos picos de Al e Si no difratograma. Os óxidos de ferro existentes na matriz atuam como agentes cimentantes, promovendo ligação entre partículas.

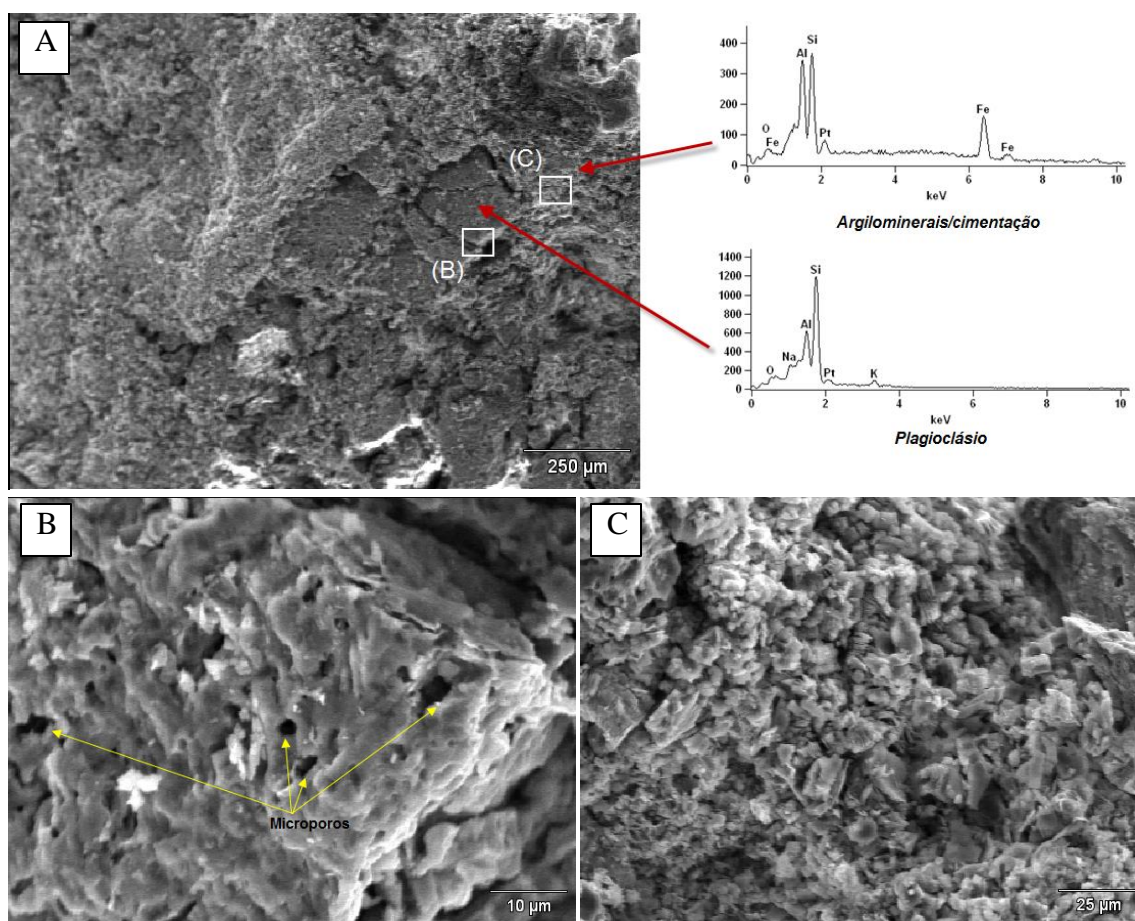


Figura 68: Imagens de MEV do solo GrAm.

As imagens microscópicas do solo GrVm são apresentadas na Figura 69. Uma visão mais geral do material é apresentada na Figura 69a, onde pode se observar um cristal de quartzo envolto em matriz fina. Similar microestrutura foi reportada por Collins (1985), em solos residuais de granito da região de Itapevi, no estado de SP.

Diferentemente do solo GrAm, os resultados da análise por EDS do solo GrVm apontam para uma matriz fina predominantemente composta por illita e caulinita, sendo os óxidos de Fe ausentes como agentes cimentantes.

Os poros existentes no material têm grande dimensão e são resultado da completa remoção de biotitas, visto que a ocorrência destas na rocha de origem, evidenciada pelas lâminas delgadas, não se repete no solo GrVm. Cabe destacar que a alteração de biotitas não resultou em elevada concentração de Fe na fração fina deste solo, provavelmente porque foi lixiviado. Parte do pouco feldspato existente encontra-se em condição pseudomórfica como mostra a Figura 69b, e em algumas situações estes minerais encontram-se já caulinitizados, como revela a Figura 69c.

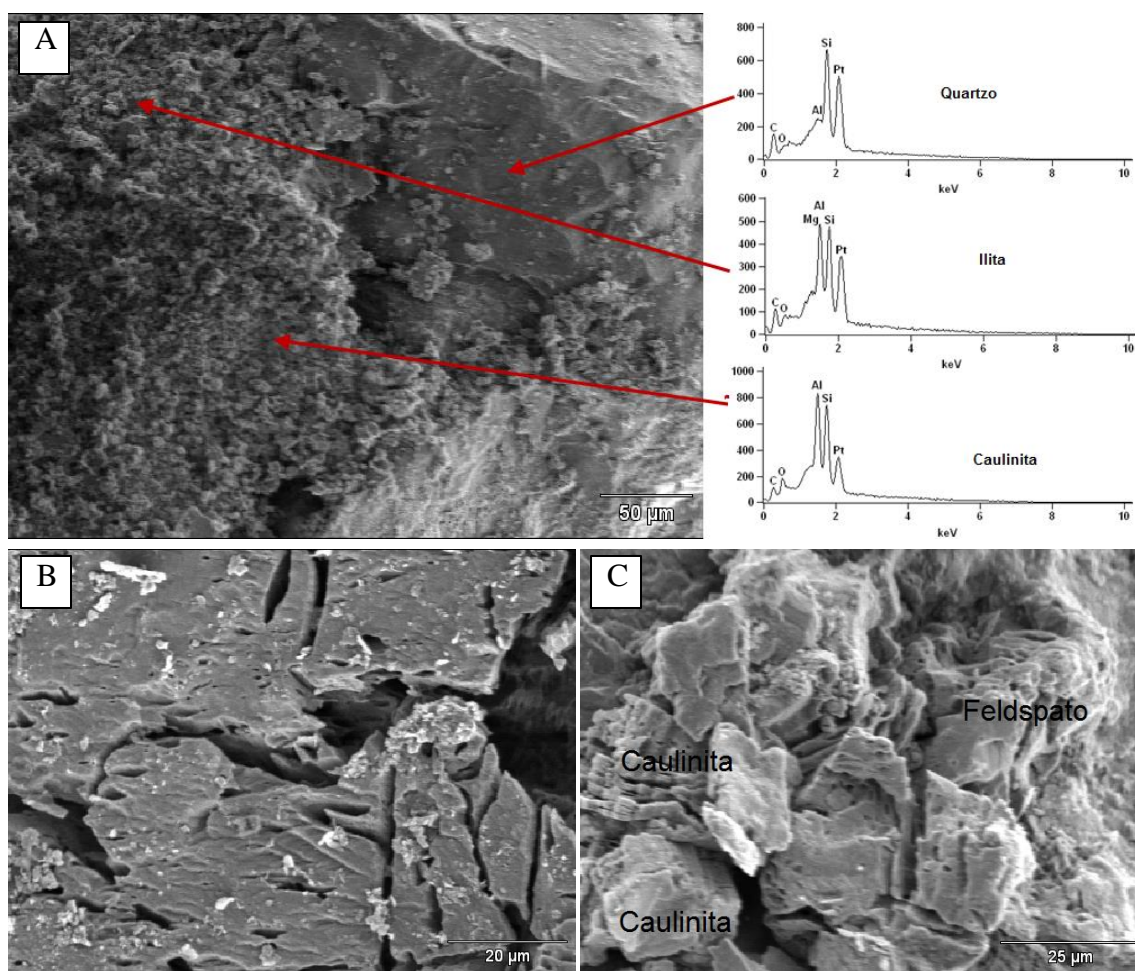


Figura 69: Imagens de MEV do solo GrVm.

As imagens de MEV do solo GrBt são mostradas na Figura 70. A Figura “a” mostra a inter-relação entre os minerais que compõem este material, o qual encontra-se em estágio de alteração mais avançado que os solos GrAm e GrVm.

A fração quartzosa tem pouca representatividade e a ocorrência deste mineral se dá sob a forma de cristais simples. Neste material cabe destacar a presença de biotitas deformadas, enfatizando-se a natureza plana e polida das partículas oriundas da clivagem dos cristais deste mineral (Figura 70b).

Os feldspatos existentes mostram-se caunitizados (Figura 70c) e formam a matriz deste solo, não tendo sido identificados cristais de feldspatos, mesmo que na forma de pseudocristais. Os óxidos de ferro detectados nas análises de FRX concentram-se principalmente na composição dos cristais de biotita e pouco atuam como agentes cimentantes na matriz do solo.



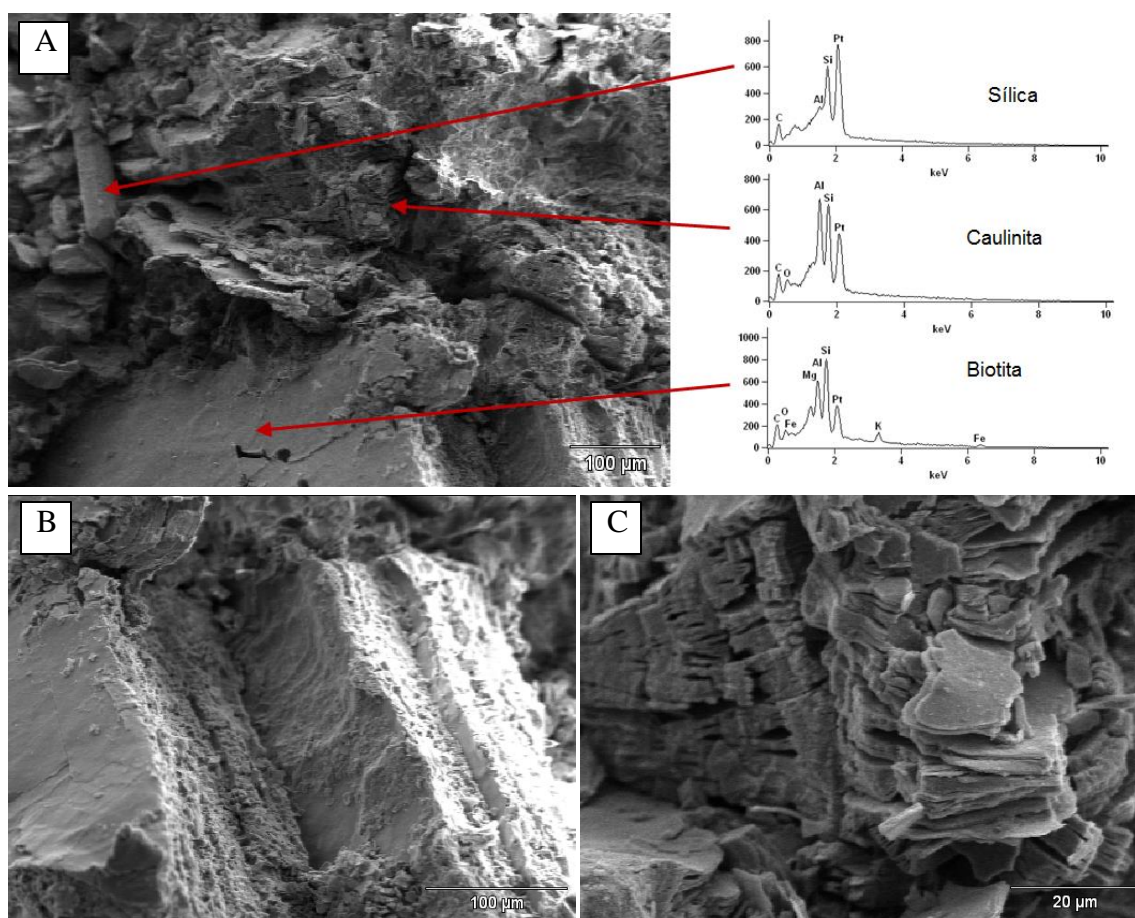


Figura 70: Imagens de MEV do solo GrBt.

Na Figura 71 são apresentadas imagens referentes ao solo GrLt. Este material tem o aspecto mostrado na Figura 71a e apresenta-se em estágio de intemperismo significativamente mais avançado que os demais. A ocorrência de poros e de agentes cimentantes é marcante, enquanto que minerais primários são pouco visíveis.

Com relação aos agentes cimentantes, estes são principalmente óxidos de ferro, e recobrem os cristais como mostra a Figura 71b, por exemplo. Ainda que alguns cristais de maior dimensão sejam observados, estes têm óxidos aderidos à superfície, conforme ratificam os difratogramas da Figura 71a.

Argilominerais do tipo caulinita ocorrem com certa frequência sob a forma de simples lâminas (Figura 71c). As sequências lamelares de caulinita, tipicamente encontradas nos demais solos investigados são pouco comuns.

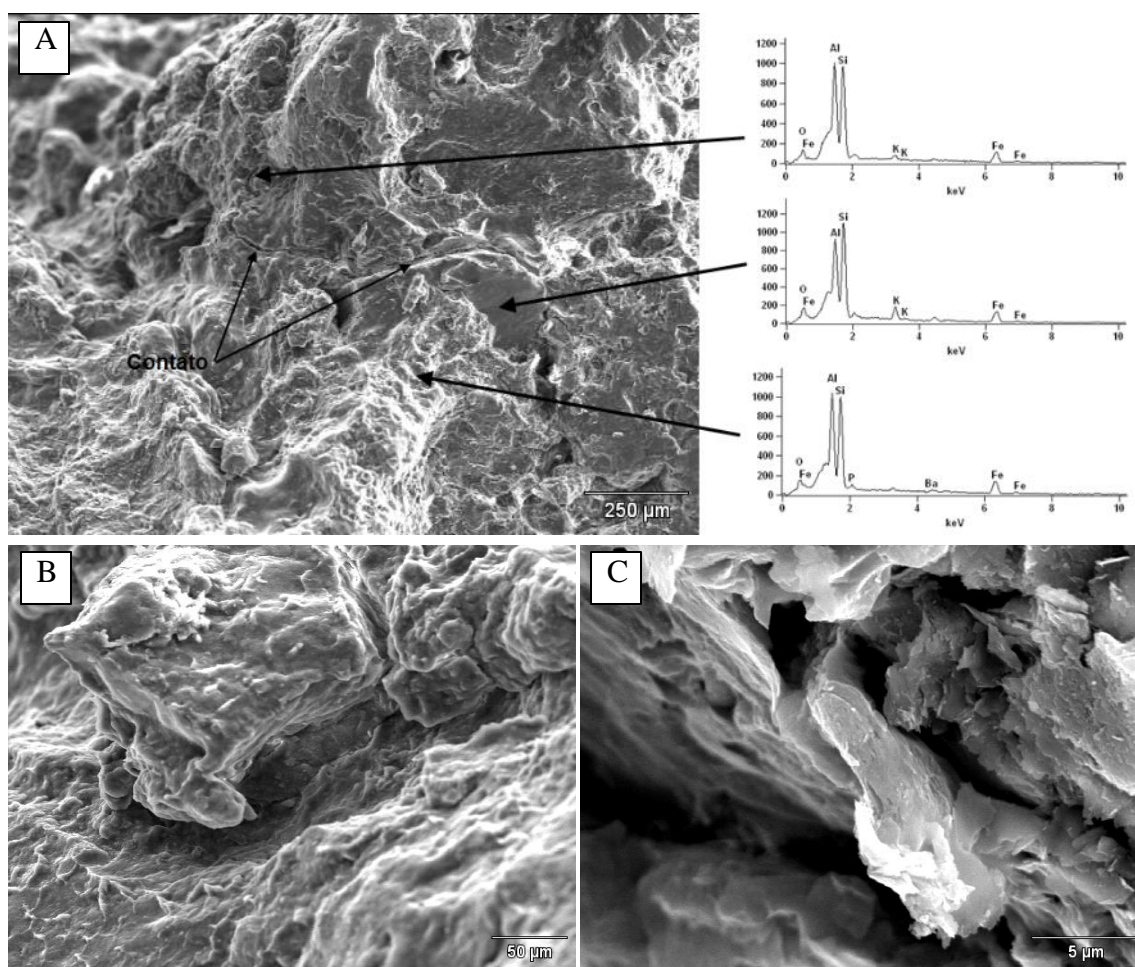


Figura 71: Imagens de MEV do solo GrLt.

Na Figura 72 são mostradas imagens em MEV do solo ArBr. Estas imagens foram obtidas de fragmentos do solo extraídos de um corpo de prova de ensaio *ring shear*, posterior ao ensaio.

Por meio das Figura 72a e b verifica-se que a reorientação das partículas no processo de cisalhamento se dá apenas na face do corpo de prova, não se estendendo a maiores profundidades.

A partir dos difratogramas e das demais análises executadas, atesta-se a ocorrência de biotita, muscovita e caulinita neste material. Dada a natureza lamelar destes minerais, o paralelismo entre partículas é facilmente atingido e se dá de maneira bastante expressiva, conforme mostra a Figura 72c.



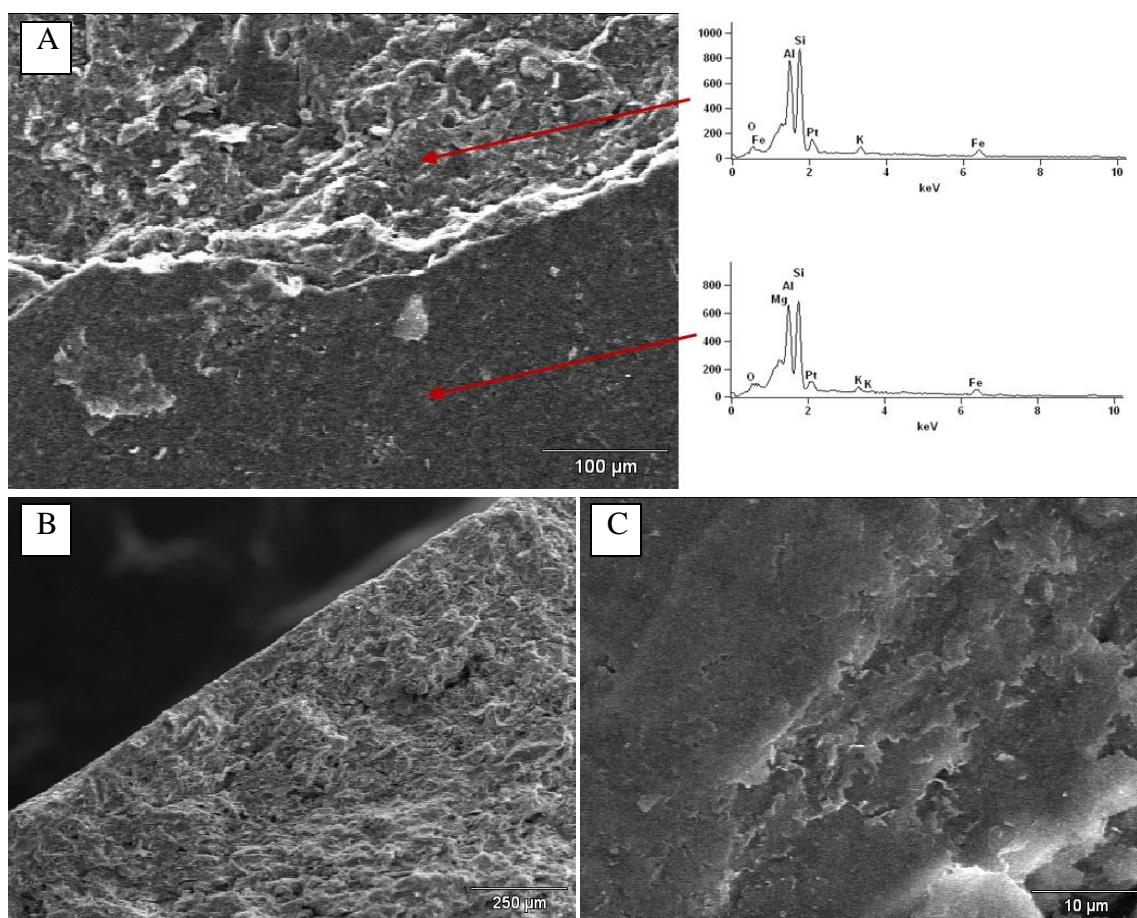


Figura 72. Imagens de MEV do solo ArBr.

## 5.5. INTEMPERISMO DOS SOLOS ESTUDADOS

Com base nos resultados obtidos na caracterização química e mineralógica procedeu-se com a quantificação dos índices de intemperismo. Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 34.

Inicialmente, cita-se que, dentre todos os índices empregados, o único a não mostrar resultados consistentes foi o PI, uma vez que indicou o solo GrVm menos alterado que a própria rocha. Com relação aos demais índices, estes mostram-se coerentes ao posicionar o solo GrLt como o mais alterado, seguido pelo GrBt. O nível mais avançado de alteração do solo GrLt é ratificado pelos resultados de caracterização física e de comportamento geomecânico, sendo dentre os materiais estudados o único a apresentar feições típicas de solos lateríticos.

O solo GrLt desenvolve uma matriz que corresponde a mais da metade do volume da rocha, sendo que nessa matriz estão imersos minerais primários como quartzo, ortoclásio e biotita, sendo a biotita a mais representativa. Além disso, grumos formados pela matriz organiza-m-se

de maneira que surgem poros de grandes dimensões entre estes. Em lâmina delgada o espaço ocupado por tais poros é de 12% aproximadamente. A matriz deste solo é formada principalmente por minerais primários, sobretudo quartzo e feldspato, mas também biotita e argilominerais do tipo caulinita.

Tabela 34: Índices de intemperismo calculados para os solos de granito.

Índice	- intemperizado → + intemperizado				
WPI	Granito (12,6)	GrAm (-21,0)	GrVm (-23,3)	GrBt (-38,2)	GrLt (-46,6)
SA	Granito (5,77)	GrVm (5,69)	GrAm (5,01)	GrBt (3,90)	GrLt (3,56)
AKN	Granito (2,21)	GrAm (3,73)	GrVm (4,58)	GrBt (10,1)	GrLt (14,1)
WI	Granito (15,6)	GrAm (8,21)	GrVm (7,09)	GrBt (4,44)	GrLt (3,13)
LI	Granito (0,77)	GrVm (6,74)	GrAm (6,86)	GrBt (9,54)	GrLt (10,9)
$\beta$	Granito	GrAm (0,07)	GrVm (0,06)	GrBt (0,03)	GrLt (0,02)
ACN	Granito (0,65)	GrAm (0,87)	GrVm (0,97)	GrLt (0,98)	GrBt (0,99)
CWI	Granito (17,7)	GrVm (34,0)	GrAm (36,8)	GrBt (46,0)	GrLt (49,7)
CIA	Granito (0,48)	GrAm (0,72)	GrVm (0,80)	GrBt (0,89)	GrLt (0,92)
IMOB	Granito	GrAm (0,60)	GrVm (0,75)	GrBt (0,86)	GrLt (0,88)

Ao longo do processo de intemperismo do solo GrLt os cristais de plagioclásio, menos resistentes, são intensamente alterados. Parte destes cristais dá origem a argilominerais, enquanto que outra parte sofre degradação mas mantém-se como mineral primário. O mesmo processo incide também sobre a biotita. O ortoclásio, quando degradado, não mantém-se sob a forma de mineral primário na matriz do solo, mas serve como formador de argilominerais.

O solo GrBt apresenta elevado percentual de biotita em sua composição. Nesse sentido acredita-se que parte da biotita tenha se desenvolvido por meio de processos de alteração de outros minerais feldspatoides. Este metamorfismo é anterior aos processos deformacionais que incidiram sobre o solo, e que se reflete nas deformações observadas nas biotitas. A ação hidrotermal foi a responsável por tais alterações, cabendo citar, que na porção da encosta em que ocorre este solo, é abundante o afloramento de água.

No solo GrBt não ocorre plagioclásio, inclusive na matriz. Também o ortoclásio é escasso e ocorre sob a forma de clastos, sendo ausente na matriz. A pequena quantidade de plagioclásio e ortoclásio serve como indicação, ao se comparar com as quantidades existentes na rocha mãe, de que no solo GrBt estes minerais sofreram alteração, levando ao desenvolvimento de biotitas. A matriz do solo é majoritariamente formada por caulinita, mas também são encontrados quartzo, e em menor proporção, biotita.

No que tange aos solos GrAm e GrVm, dentre os dez índices aplicados com sucesso, sete mostraram o solo GrAm como menos intemperizado, e três deles indicaram o solo GrVm como o mais preservado. Nesse sentido cabe uma análise acerca dos elementos utilizados como referência para o cálculo destes índices. Aqueles que revelaram o solo GrAm como o menos intemperizado priorizam os elementos necessários à formação de plagioclásios e ortoclásios, como Na, Ca e K. Os índices que indicam o solo GrVm menos intemperizado baseiam-se na concentração de Ti, Fe e compostos perdidos ao fogo.

O solo GrAm, embora intemperizado, não sofre variação tão significativa das taxas de Ca e Na quanto o GrVm. Assim, sugere-se que embora haja alteração dos minerais que compõem a rocha, os mesmos, principalmente plagioclásios, mantêm-se razoavelmente imóveis sob a forma de pseudomorfos ou como formadores da matriz, mas ainda como minerais primários. Dessa forma, os índices que utilizam fundamentalmente as concentrações de Na e Ca como referência não têm sensibilidade para detectar tais alterações.

Por outro lado, enquanto o solo GrVm apresenta clara redução de elementos como Ca e Na, há um enriquecimento em termos de SiO<sub>2</sub>. Isto se deve à remoção de parte dos elementos que acabam por dar à sílica uma representatividade maior na composição deste solo. Este aumento na quantidade de sílica, embora acompanhado por uma perda de Fe, resulta em uma concentração de SiO<sub>2</sub> mais próxima à da rocha de origem, fazendo com que, sob tais índices, o solo se mostre menos intemperizado.

Durante o intemperismo do solo GrAm os clastos de ortoclásio mantiveram-se mais preservados que no solo GrVm. Em ambos os materiais tal mineral ocorre em quantidade superior ao plagioclásio, apesar deste ser mais abundante na rocha de origem.

O solo GrAm apresenta pouca biotita, mas quantidades razoáveis de óxido e hidróxido de ferro, resultado provável da degradação daquele mineral. Ao analisarem-se os resultados de DRX, que melhor expressam a composição da matriz fina, verifica-se que é composto principalmente por plagioclásios. Assim, constata-se que no atual estágio de intemperismo os cristais de plagioclásio sofreram cominuição, mas não foram profundamente degradados a ponto de formar uma matriz composta essencialmente por argilominerais.

No caso do solo GrVm os clastos que compõem o solo são principalmente de quartzo, diferentemente do solo GrAm onde o ortoclásio predomina. No solo GrVm não se verifica a presença de biotita, seja por DRX ou por meio da análise de lâminas delgadas. Em contrapartida ocorre uma quantidade maior de óxido e hidróxido de ferro, resultante da alteração das biotitas.

A matriz do solo GrVm, incluindo argilominerais, tem proporção similar à existente no solo GrAm. No entanto, significativa porção dessa matriz corresponde a argilominerais (caulinita e ilita), o que indica um estágio mais avançado de intemperização em comparação com o solo GrAm. No solo GrVm não se verifica plagioclásio nas análises de DRX, mas somente ortoclásios. Com relação a este fato sugere-se que o solo GrVm encontra-se em um estágio de intemperismo que já consumiu os feldspatos da fração fina e os ortoclásios encontram-se em uma fase de desagregação, passando a compor a fração fina deste material.

Uma indicação de maior nível de intemperismo sofrido pelo solo GrVm é a redução no percentual obtido em contagem modal dos minerais plagioclásio e ortoclásio, com relação à rocha de origem, bem como a eliminação da biotita na composição deste. No solo GrAm os minerais supracitados mantêm-se em maiores concentrações, principalmente o ortoclásio. Ao se comparar o percentual referente à matriz e óxido e hidróxido de ferro, ambos apresentam concentração bastante similar.

De qualquer forma não há consenso sobre quais dos dois materiais, GrAm ou GrVm, foi submetido a processos mais intensos de intemperização. O que se verifica é a ocorrência de processos diferentes, não necessariamente em intensidade, mas que deram origem a materiais com distintas composições, e que se reflete no comportamento mecânico dos mesmos, como se discutirá no capítulo seguinte.

A ArBr é resultado dos processos hidrotermais atuantes sobre o solo e a rocha, bem como da concentração de cátions lixiviados de outros locais da encosta e minerais que foram desprendidos do solo/rocha e encontram-se envolvidos pela matriz mais fina. O mineral predominante é a muscovita, que advém do processo de sericitização dos feldspatos e ratifica a ocorrência de atividade hidrotermal.

## 6. RESULTADOS DA INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

O presente capítulo destina-se a apresentação e discussão dos resultados obtidos na campanha de investigação de laboratório. A discussão destes resultados visa expor a importância dos mesmos ao entendimento do comportamento geotécnico dos materiais estudados e seu reflexo nos problemas geotécnicos enfrentados na área de estudos. Além disso, busca-se confrontar as informações obtidas no presente trabalho com aquelas disponíveis na literatura.

Este capítulo está organizado de forma que os resultados de determinado experimento são apresentados em conjunto para os diversos materiais ensaiados, com análise e discussão.

### 6.1. CARACTERIZAÇÃO FÍSICA

Os índices físicos dos solos estudados, apresentados na Tabela 35, correspondem aos valores médios obtidos a partir da determinação das relações entre peso e volume dos corpos de prova empregados nos ensaios triaxiais, de condutividade hidráulica e de compressão confinada.

Tabela 35: Índices físicos dos solos estudados

	Material				
	GrAm	GrVm	GrBt	GrLt	ArBr
G	2,625	2,651	2,714	2,699	2,700
w <sub>nat</sub> (%)	29,0	23,0	35,0	30,0	25,4
γ <sub>nat</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	16,84	16,17	16,98	15,65	-
γ <sub>d</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	13,04	13,19	12,53	12,05	-
γ <sub>sat</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	17,88	18,02	17,72	17,39	-
e	0,97	0,97	1,12	1,20	-
Sr (%)	78,5	61,9	85,7	67,0	-

Dentre as informações apresentadas, destaca-se o elevado grau de saturação em que se encontravam os solos GrAm e GrBt na ocasião da coleta das amostras, muito em função da abundância de água sub-superficial existente na área de estudos. Além disso, verifica-se que a densidade real das partículas do solo GrBt é a mais elevada dentre todos os materiais investigados, como resultado da presença de ferro na composição da biotita, mineral que é encontrado em profusão no referido solo.

Sobre o peso específico aparente natural, cabe destacar o valor apresentado pelo solo GrLt, sendo o mais baixo dentre os materiais estudados, apesar da densidade real dos grãos relativamente alta. Isto se deve ao fato de o mesmo apresentar-se concrecionado e com grande quantidade de vazios entre as concreções.

Neste trabalho o índice de vazios mostra-se um interessante indicativo de grau de alteração, uma vez que corrobora os resultados obtidos por meio dos índices de intemperismo (Capítulo 5). Este mostra não somente o solo GrLt como o mais poroso, seguido do GrBt, como também igual porosidade para os solos GrVm e GrAm.

### 6.1.1. Granulometria

Os resultados dos ensaios de granulometria referentes ao solo GrAm são apresentados na Figura 73. O solo GrAm é predominantemente silteoso, conforme mostra a curva do ensaio com defloculante (CD). Existe ainda pouco mais de 10% de areias finas e cerca de 10% de argilas.

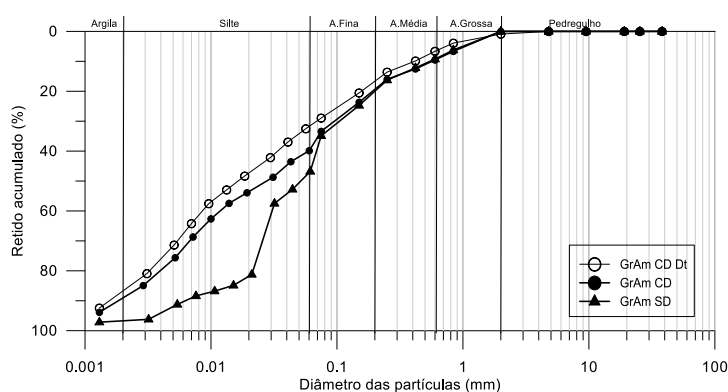


Figura 73: Curvas granulométricas do solo GrAm.

Foram realizados três ensaios de granulometria. A execução do ensaio sem a utilização de agente defloculante, indicou uma quantidade de areias inalterada em relação ao ensaio com defloculante. O teor de silte apresenta um pequeno incremento com relação ao ensaio com defloculante, sendo esse aumento compensado por uma redução no teor de argilas. A supressão do agente defloculante também mostrou, em condição natural, que as partículas de silte apresentam-se predominantemente com dimensões entre 0,02 e 0,04 mm. Estas partículas são formadas pelo agrupamento de partículas mais finas, que unidas formam grumos maiores que as partículas que os compõe, individualmente. Ainda nesta condição, as partículas de tamanho argila correspondem a cerca de 5% da composição do referido solo.

O terceiro ensaio (CD dt) também é mostrado na Figura 73, sendo realizado como um ensaio convencional, incluindo o uso de defloculante, em uma amostra submetida a destorroamento enérgico. Esse destorroamento resultou apenas em um leve incremento da fração fina do solo, e uma maior suavidade da curva. Tal resultado indica que neste solo não existem, em grande quantidade, grumos capazes de se manterem estáveis após a dispersão da amostra e emprego do agente defloculante, visto que os resultados dos ensaios “CD” e “CD dt” são similares. Assim, constata-se que a ocorrência de concreções neste material é incipiente, e que estas são facilmente desfeitas.

Parte dos finos que surgem após o intenso destorroamento podem ser oriundos também da degradação de minerais primários, parcialmente alterados, que originalmente constituem-se partículas de maior dimensão. Este tipo de desagregação mecânica não é importante com o uso de agente defloculante, apenas.

Em relação à granulometria do solo GrVm destaca-se a predominância de areias e siltes em sua composição, conforme mostrado na Figura 74. A supressão do agente defloculante gera uma curva descontínua, se comparada com a curva obtida com defloculante, e à quase ausência de argilas. Tais feições revelam que na condição natural as partículas de argila não se encontram isoladas, mas sim agrupadas entre si ou aderidas em partículas maiores. Vale destacar que o processo de dispersão é capaz de quebrar minerais parcialmente alterados, reduzindo o tamanho das partículas.

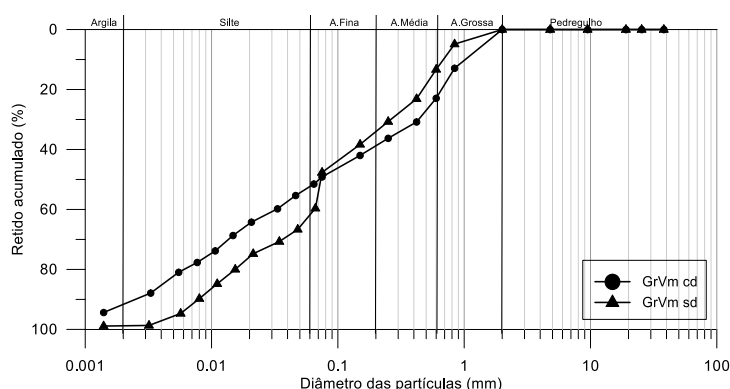


Figura 74: Curvas granulométricas do solo GrVm.

Nos ensaios sem defloculante as partículas siltsas passam a apresentar dimensões superiores às do ensaio com o uso de defloculante, cabendo dar ênfase à grande concentração quando o diâmetro é da ordem de 0,075 mm. Ao se empregar defloculante, a desagregação leva a uma

melhor distribuição dos grãos, elevando a representatividade das areias em termos gravimétricos.

O solo GrBt, conforme mostra a Figura 75, é constituído predominantemente por siltes.

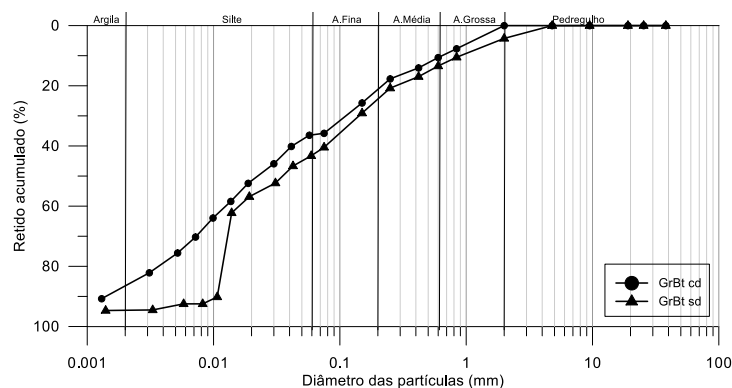


Figura 75: Curvas granulométricas do solo GrBt.

Em estado natural as partículas de silte do solo GrBt encontram-se agrupadas entre si, formando grumos predominantemente com diâmetro entre 0,01 e 0,02 mm, como pode ser observado nos resultados de ensaios de granulometria sem emprego de agente defloculante. O emprego do agente revela que parte das argilas, mas principalmente os siltes, que compõem o solo, encontram-se aderidos entre si. Em estado natural grãos com diâmetro entre 0,01 mm e 0,0015 mm são praticamente ausentes. O uso ou não do defloculante pouco efeito tem na distribuição das partículas de areia.

Na Figura 76 são apresentadas as curvas granulométricas do solo GrLt. Além das curvas obtidas de amostras preparadas de acordo com a NBR 6457/1986, foi executado um ensaio em uma amostra submetida a destorroamento enérgico (assim como fora feito no solo GrAm), até que a existência de concreções visíveis a olho nu não mais fosse verificada (curva GrLt CD dt).

Tomando como referência o ensaio GrLt CD constata-se a natureza fina do solo, com leve predominância dos siltes sobre as argilas, e areias em menor quantidade. Este solo tem textura notadamente diferente dos solos saprolíticos estudados nesta tese. Observa-se que o emprego do agente defloculante não provoca grandes modificações nas curvas granulométricas deste solo, diferentemente do observado nos solos saprolíticos já descritos. Estes resultados indicam que, no caso do solo GrLt, o emprego do agente defloculante e a dispersão da amostra não são suficientes para destruição dos grumos de partículas finas.



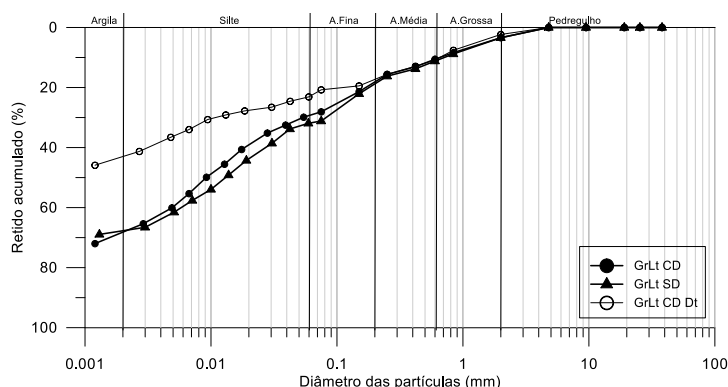


Figura 76: Curvas granulométricas do solo GrLt.

Por outro lado, a execução do ensaio em amostra intensamente destorroada (CD dt) resultou em uma curva significativamente diferente daquelas anteriormente obtidas. Isto porque as concreções de siltes e argilas foram desfeitas, resultando em um material expressivamente mais fino que o revelado pelos demais ensaios. Este aspecto é um indício da ocorrência de lateritização deste solo, resultado do avançado estágio de intemperismo do material. Resultados similares, referentes a solos residuais de Manabi, Equador, são reportados por Mendoza (1985).

A formação de grumos neste solo envolve forte cimentação, comumente associada ao desenvolvimento de sesquióxidos de Fe e Al. Diferente do que reportam Mitchell e Sitar (1982), ao descrever solos lateríticos, no caso do solo GrLt esta cimentação não é afetada pelo agente defloculante, tampouco pela dispersão da amostra, e somente com a aplicação de intenso esforço pode ser rompida.

Deve se considerar ainda que durante a fase de destorroamento há a possibilidade da ocorrência de fraturamento de certos minerais parcialmente alterados, o que contribui para o incremento da fração fina deste material.

Ao se comparar o comportamento dos solos GrAm e GrLt verifica-se uma clara distinção entre solos residuais tropicais com e sem comportamento laterítico. Em relação à granulometria o solo GrLt mostra características lateríticas, embora não possa ser considerado uma laterita, já que preserva certa relação com a rocha de origem. O solo GrAm, por sua vez, é um solo residual tropical com comportamento não laterítico. As concreções existentes são frágeis e as argilas representam apenas uma pequena fração do solo.

Na Figura 77 é apresentada a curva granulométrica do solo ArBr. Os resultados demonstram que o solo ArBr é constituído por siltes e argilas, com pequena proporção de areias, as quais

podem ser oriundas de contaminação por solos residuais durante a coleta, aos quais este solo encontrava-se aderido.

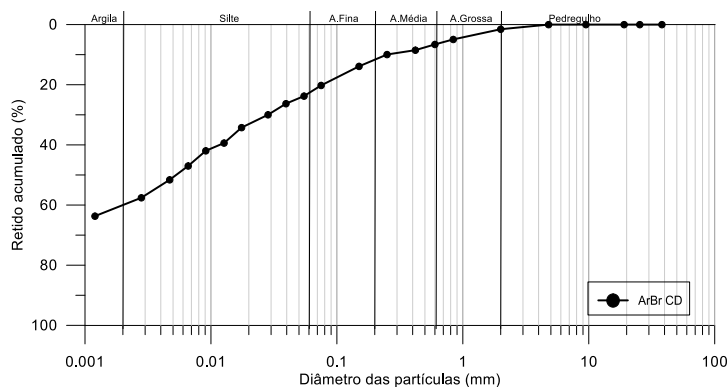


Figura 77: Curva granulométrica do solo ArBr.

Com o intuito de avaliar, em termos de granulometria, as diferenças existentes entre os solos estudados, as curvas obtidas para os cinco materiais são mostradas na Figura 78.

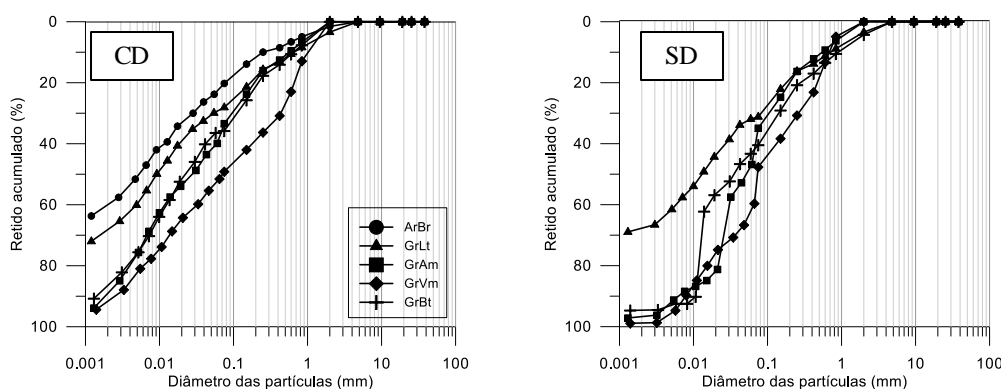


Figura 78: Curvas granulométricas dos solos estudados.

Analisando inicialmente as curvas dos ensaios com defloculante, verifica-se a natureza mais grosseira do solo GrVm. Esta se deve à maior preservação dos cristais de quartzo e outros feldspatos no processo de intemperização.

Os resultados sugerem que o solo GrAm encontra-se mais intemperizado que o GrVm. Assim, a fração arenosa do solo GrAm, que é também predominantemente quartzosa, é menos representativa e mais fina que no solo GrVm. Apesar de as lâminas delgadas terem indicado grande quantidade de clastos de ortoclásio no solo GrAm, estes mostram-se muito alterados e

tendem a degradar durante a preparação das amostras, e por isso é pequena sua contribuição à fração areia.

O percentual referente à matriz (determinado em lâminas delgadas) dos solos GrAm, GrBt e GrVm é muito similar, o que parece estar relacionado aos percentuais de argila pouco diferentes existentes nos três materiais. Ainda assim há certa diferença em termos de percentuais de argila, sendo que a concentração destas é proporcional ao grau de intemperismo sofrido pelo solo, o que pode ser verificado nas análises com e sem defloculante. Da Figura 78 cabe destacar ainda a semelhança entre as curvas com defloculante dos solos GrAm e GrBt, o que, no entanto, não se observa em termos de comportamento geomecânico. Isto porque a mineralogia dos materiais é distinta e há grande influência da biotita no desempenho dos solos.

As curvas sem defloculante, mostradas na Figura 78, indicam que o avanço do processo de intemperismo faz com que o diâmetro de maior concentração das concreções diminua. Ainda, fica evidente que o percentual de partículas acumuladas sob tais diâmetros aumenta com o aumento do grau de intemperismo.

### 6.1.2. Limites de consistência

A Figura 79 mostra os valores de limite de liquidez (LL) e índice de plasticidade (IP) plotados na carta de plasticidade de Casagrande. Para os solos GrAm e GrLt são apresentados dois pontos, visto que foram executados ensaios em amostras submetidas a diferentes processos de destorroamento. Os valores de LL, LP e IP são mostrados também na Tabela 36.

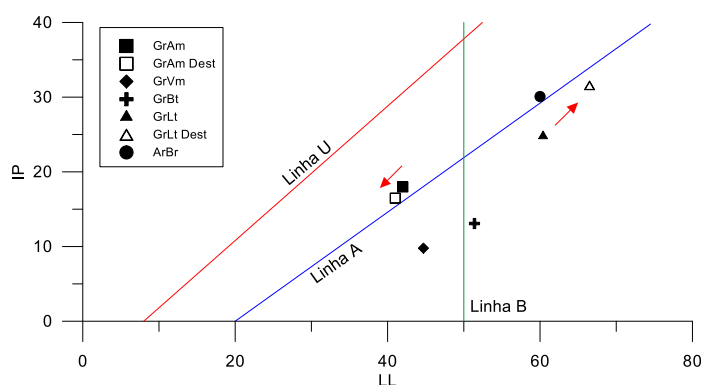


Figura 79: Carta de plasticidade e limites de consistência dos solos estudados

Tabela 36: Limites de consistência dos solos estudados

	GrAm	GrAm dt	GrVm	GrBt	GrLt	GrLt dt	ArBr
LL	42	41	45	51	60	66	60
LP	23	22	35	38	36	35	30
IP	18	19	10	13	24	31	30

Nota: “dt” refere-se à execução do ensaio em amostras preparadas com destorroamento energético do solo.

A diferença nos limites de consistência dos solos GrAm e GrBt, apesar de apresentarem igual granulometria, evidencia a influência do intemperismo na mineralogia e, conseqüentemente, no comportamento dos mesmos. A maior quantidade de biotita e argilominerais no solo GrBt possibilita a adsorção de mais água por parte do solo e eleva LL e LP, este último de forma menos expressiva.

O solo GrVm apresenta LL e LP superior ao do solo GrAm apesar da granulometria mais grosseira daquele primeiro. Tal resultado é reflexo da composição da matriz destes materiais. No solo GrVm a concentração de argilominerais é maior que no solo GrAm, possibilitando um armazenamento maior de água, que se reflete na elevação do LL e LP, e torna o IP mais baixo.

Com relação ao efeito do intenso destorroamento imposto aos solos GrAm e GrLT, pode-se observar que no caso do primeiro, os efeitos não foram muito expressivos. Por outro lado, no solo GrLt provocou aumento de LL, enquanto que LP manteve-se praticamente constante. Resultado similar foi reportado por Gidigas (1974) para uma argila vermelha do Quênia.

Assim, no solo GrLt a variação de LL se refletiu igualmente no IP. O ponto representativo do solo GrLt na Figura 79 deslocou-se para cima, seguindo uma trajetória aproximadamente paralela à linha “A”. Mendoza (1985) reportou resultados similares para solos lateríticos de Manabi, Equador, mas neste caso os efeitos do destorroamento manifestaram-se em LL e LP, fazendo com que, na carta de plasticidade, o ponto representativo se deslocasse da região inferior para a região superior à linha “A”.

A partir dos resultados de granulometria e limites de consistência foi feita a classificação dos materiais de acordo com o Sistema Unificado de Classificação de Solos (ASTM D2487-2000). Também fez-se a determinação do índice de atividade das argilas existentes na fração fina dos solos. Estes dados são sumarizados na Tabela 37.

Exceto para o solo ArBr, todos os solos estudados são considerados siltes. Os solos GrAm e GrVm são siltes de baixa plasticidade, enquanto que os solos GrBt e GrLt são siltes de alta plasticidade. O solo ArBr é uma argila de alta plasticidade segundo o USCS. Na Tabela 37 os

solos GrVm e GrLt recebem duas denominações, pois pequenas variações em termos de composição e plasticidade, oriundas da própria natureza do material, podem conduzir à segunda classificação apresentada. Em relação ao índice de atividade, verifica-se que o solo GrAm é o único que contém argilas de alta atividade. No caso dos demais materiais a atividade das argilas é normal.

Tabela 37: Classificação dos materiais estudados

	GrAm	GrVm	GrBt	GrLt	ArBr
I.A.	1,64	1,25	0,94	0,75	0,75
Classificação	ML	ML/SM	MH	MH/CH	CH

## 6.2. CURVAS DE RETENÇÃO DE UMIDADE

Os dados experimentais obtidos para os solos GrAm, GrVm e GrLt, através da técnica do papel filtro, permitiram a definição de curvas de retenção de umidade dos referidos materiais, as quais estabelecem a relação entre sucção e grau de saturação quando em condição não-saturada.

Existem na literatura diversos modelos matemáticos para representação da curva característica, cabendo citar a ampla revisão realizada sobre o tema por Sillers *et al.* (2001). Dentre os modelos existentes, o proposto por Fredlund e Xing (1994), representado na Fórmula 21, foi aqui adotado para expressar as relações entre sucção e saturação dos solos GrAm e GrVm.

$$\theta = \theta_s \left[ \frac{1}{\ln \left[ e + \left( \frac{\psi}{a} \right)^n \right]} \right]^m \cdot \left[ 1 - \frac{\ln \left( 1 + \frac{\psi}{\psi_r} \right)}{\ln \left( 1 + \frac{10^6}{\psi_r} \right)} \right] \quad \text{Fórmula 21}$$

Onde:  $\theta$  – teor de umidade volumétrico;  $\theta_s$  – teor de umidade volumétrico saturado;  $\psi$  – sucção;  $\psi_r$  – sucção sob umidade residual;  $a$ ,  $m$ ,  $n$  – parâmetros responsáveis pelo ajuste da curva aos dados experimentais.

De acordo com Sillers *et al.* (2001), as vantagens do modelo de Fredlund e Xing (1994) são basicamente: a grande flexibilidade para se ajustar a uma variedade de conjuntos de dados; a possibilidade de se distinguir os efeitos de cada parâmetro no ajuste; a possibilidade de se

atribuir significado físico aos parâmetros de ajuste. Este modelo foi empregado na modelagem das curvas características dos solos GrAm e GrVm.

O parâmetro “a” é expresso em unidade de pressão, controla o ponto de inflexão da curva e está relacionado ao valor de entrada de ar, embora não represente a magnitude deste. Já o parâmetro “m” é associado à assimetria da curva, sendo que pequenos valores de “m” resultam em moderadas inclinações sob baixos níveis de sucção e inclinações maiores para altas sucções. O parâmetro “n” diz respeito à distribuição dos poros no solo, sendo proporcional à uniformidade do material. O melhor ajuste das curvas foi obtido com o emprego de regressão não-linear, utilizando restrições aos valores dos parâmetros, de forma que o sentido físico que estes contêm pudesse ser mantido.

Na Figura 80 são apresentadas as curvas características obtidas para o solo GrAm e na Tabela 38 constam os parâmetros de ajuste das curvas características deste solo.

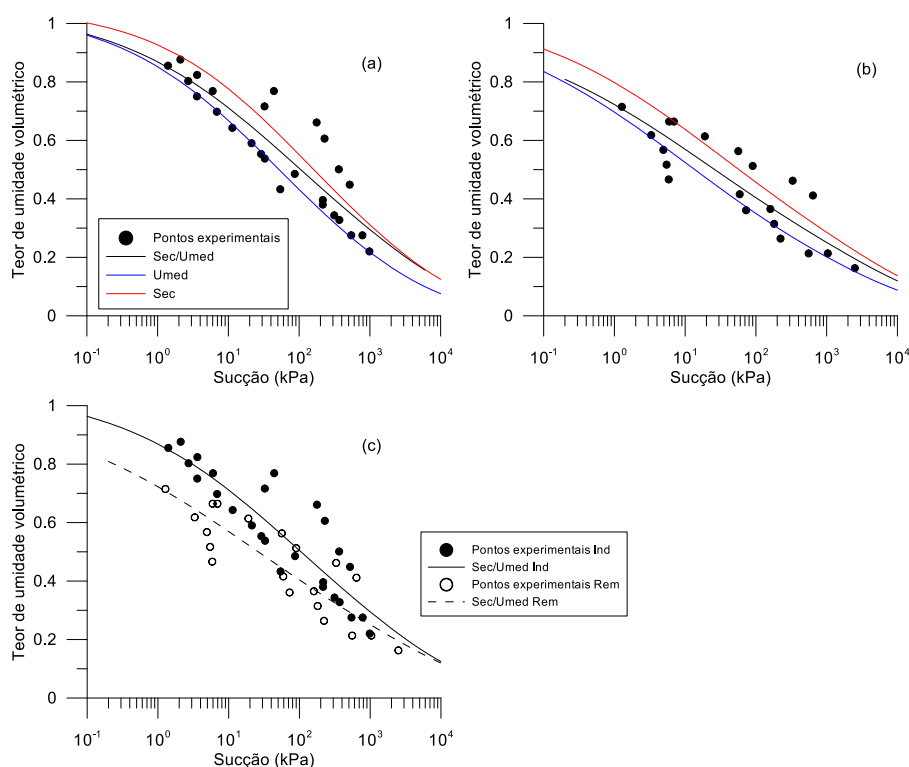


Figura 80: Curvas de retenção de umidade do solo GrAm (a – indeformado, b – remoldado, c – ambos).

Tabela 38: Parâmetros de ajuste das curvas de retenção do solo GrAm.

Param.	Indeformado			Remoldado		
	Sec./Umed.	Sec.	Umed.	Sec./Umed.	Sec.	Umed.
a	72,51	74,72	71,00	13,68	13,68	13,68
n	0,351	0,416	0,375	0,295	0,321	0,287
m	0,976	0,854	1,171	0,886	0,784	1,078
$\theta_{sat}$		1,056			1,011	

Tanto no material indeformado quanto no solo remoldado é possível constatar que há diferença entre as curvas de secagem e umedecimento, denotando a ocorrência de histerese. As curvas de secagem mostram-se acima das curvas de umedecimento. No caso do solo indeformado, valores de sucção inferiores a 1 kPa passam a ocorrer quando a umidade volumétrica é superior a 90%, o que corresponde a um teor de umidade gravimétrico de 31% e grau de saturação de 78%. No caso do solo remoldado, o mesmo ocorre sob umidade volumétrica de 70%.

Quando comparado o comportamento do solo indeformado e remoldado, como mostra a Figura 80c, percebe-se que a degradação do solo durante a remoldagem reduz os níveis de sucção mobilizados. Assim, sob mesma condição de umidade o solo indeformado desenvolve níveis de sucção mais elevados que o solo remoldado.

Na Figura 81 são apresentadas as curvas características obtidas para o solo GrVm, enquanto que na Tabela 39 são apresentados os parâmetros de ajuste destas curvas ao modelo utilizado. Neste solo, quando indeformado, verifica-se a ocorrência mais pronunciada de histerese, mas que acaba tornando-se menos significativa a partir de sucções de 1 MPa, conforme mostra a curva ajustada. A curva de retenção que congrega todos os dados experimentais é praticamente paralela à trajetória de umedecimento. No caso do solo remoldado há uma maior dispersão dos dados dos ensaios. A histerese ocorre de forma menos intensa e a curva de retenção única é muito similar à trajetória de umedecimento, assim como ocorreu no material indeformado.

Neste material, em condição indeformada, níveis de sucção da ordem de 1 kPa ou inferiores ocorrem sob umidade volumétrica próxima a 70%, o que corresponde a 26% de teor de umidade gravimétrico e grau de saturação de 67%. Quando remoldado, foram obtidas medidas de sucção próximas à 1 kPa para umidades volumétricas entre 40 e 75%, que corresponde a umidades gravimétricas entre 15 a 30%.

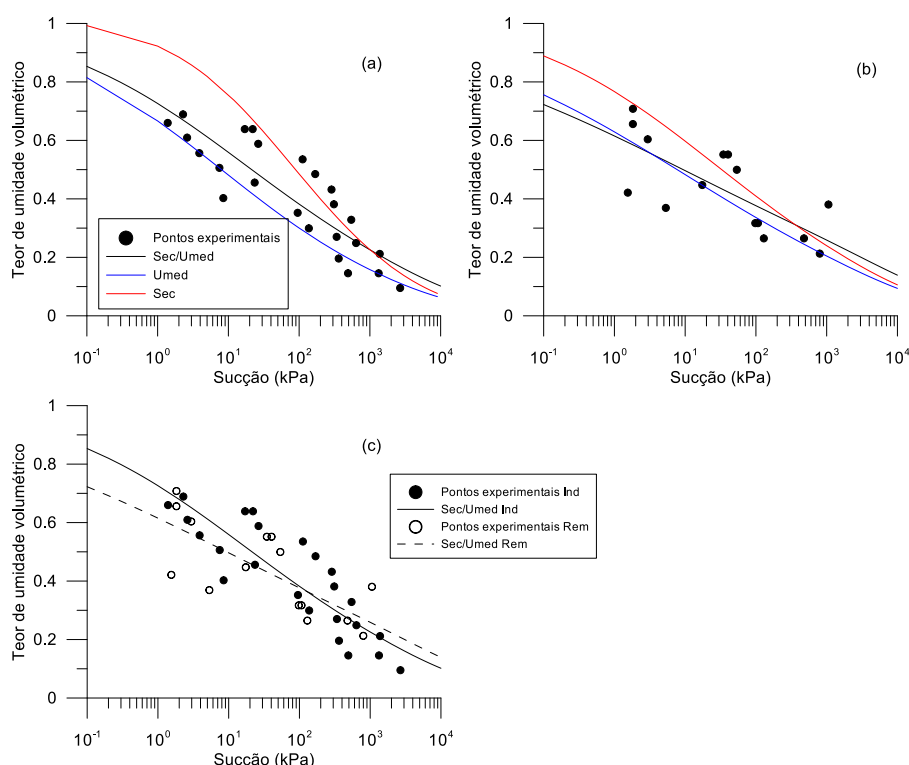


Figura 81: Curvas de retenção de umidade do solo GrVm (a – indeformado, b – remoldado, c – ambos).

Tabela 39: Parâmetros de ajuste das curvas de retenção do solo GrVm.

Param.	Indeformado			Remoldado		
	Sec./Umed.	Sec.	Umed.	Sec./Umed.	Sec.	Umed.
a	12,71	60,01	13,36	34,01	19,05	48,91
n	0,309	0,505	0,309	0,187	0,320	0,225
m	0,928	0,903	1,148	1,267	0,940	1,500
$\psi_{res}$	3000	3000	3000	3000	3000	3000
$\theta_{sat}$		1,029			1,043	

Na Figura 81c são comparados os resultados dos ensaios no solo indeformado e remoldado. Neste é possível observar que, ao contrário do solo GrAm o processo de remoldagem não provoca mudanças claras em termos de sucções mobilizadas, sendo encontrado valores semelhantes para mesmos teores de umidade, estando o material indeformado ou remoldado. Contudo, por conta da grande dispersão dos dados estas informações não devem ser consideradas conclusivas com relação aos efeitos da remoldagem à curva de retenção do solo GrVm.



A seguir são apresentados os resultados obtidos para o solo GrLt. Este material apresenta comportamento ao qual o modelo de Fredlund e Xing (1994) não se adequa, sugerindo a necessidade de curvas bimodais. Nesse sentido, Feuerharmel *et al.* (2006) apontam que as curvas unimodais podem não representar o comportamento de muitos solos de origem residual ou sedimentar encontrados em regiões de clima tropical e subtropical.

Segundo Feuerharmel (2007), isto se dá porque esses solos frequentemente apresentam macroestrutura e microestrutura bem definidas, sendo compostos por partículas de argila agregadas de tal forma que se assemelham, em tamanho, a grãos de silte ou areia. A forma da curva característica desses materiais sugere uma distribuição bimodal de tamanho de poros: macroporos entre os agregados de argila, e microporos no interior destes. Por conta disso adotou-se um segundo modelo, proposto por Fredlund (1999) destinado à modelagem de curvas bimodais, mostrado na Fórmula 22.

$$\theta = \theta_s \left[ \left[ \frac{s_1}{\ln \left[ e + \left( \frac{\psi}{a_1} \right)^{n_1} \right]^{m_1}} \right] - \left[ \frac{1 - s_1}{\ln \left[ e + \left( \frac{\psi}{a_2} \right)^{n_2} \right]^{m_2}} \right] \right] \cdot \left[ 1 - \frac{\ln \left( 1 + \frac{\psi}{\psi_r} \right)}{\ln \left( 1 + \frac{10^6}{\psi_r} \right)} \right] \quad \text{Fórmula 22}$$

Onde:  $s$  – saturação em que ocorre a transição entre baixas e altas sucções;  $\theta$  – teor de umidade volumétrico;  $\theta_s$  – teor de umidade volumétrico saturado;  $\psi$  – sucção;  $\psi_r$  – sucção sob umidade residual;  $a_i$ ,  $m_i$ ,  $n_i$  – parâmetros responsáveis pelo ajuste da curva aos dados experimentais.

Assim como nas curvas unimodais, o melhor ajuste destas curvas foi obtido com o emprego de regressão não-linear. Na Figura 82 são apresentadas as curvas de retenção obtidas, enquanto que na Tabela 40 são mostrados os parâmetros de ajuste das mesmas.

Embora se tenha empregado um modelo bimodal, não foi possível fazer o ajuste de uma curva ao longo de uma larga faixa de tensões, de forma que se tivesse uma curva bimodal “clássica”. Isto porque: (i) já sob níveis de umidade maiores que 27% a sucção cai a níveis inferiores a 1 kPa, não sendo mais válida a técnica do papel filtro e; (ii) níveis de sucção superiores à 8 MPa não foram atingidos nos ensaios, requerendo outras técnicas. Assim, aos parâmetros obtidos não se sugere associar sentido físico.

Neste material observa-se forte histerese quando em condição indeformada, enquanto que no solo remoldado o fenômeno é menos pronunciado. Em condição indeformada não são medidos altos níveis de sucção quando o solo apresenta graus de saturação superiores à 50%.

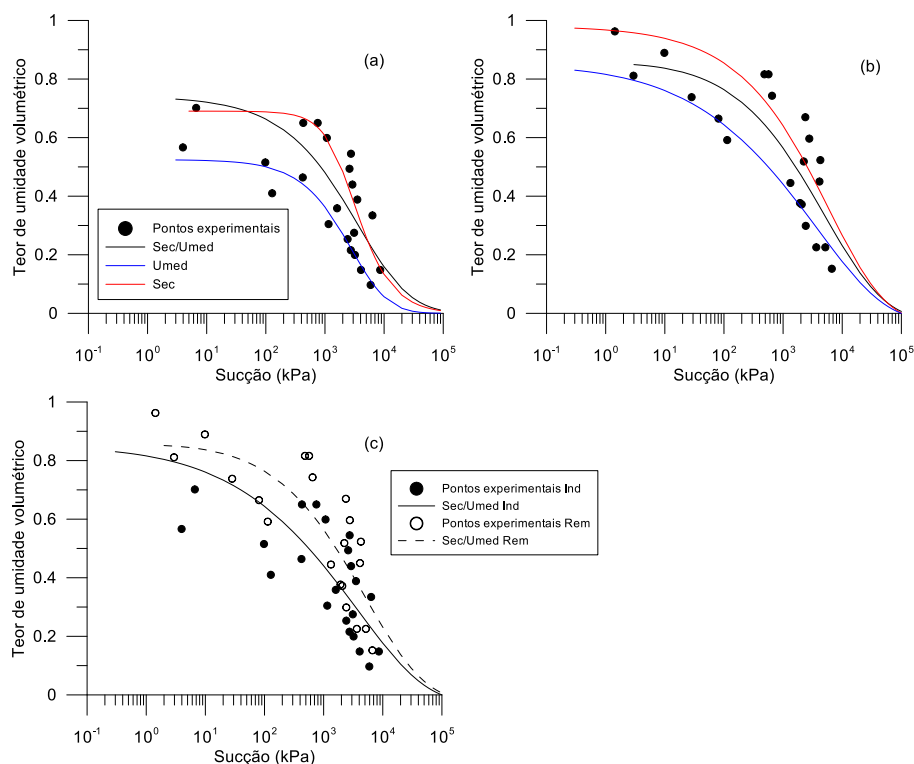


Figura 82: Curvas de retenção de umidade do solo GrLt (a – indeformado, b – remoldado, c – ambos).

Tabela 40: Parâmetros de ajuste das curvas de retenção do solo GrLt.

Param.	Indeformado			Remoldado		
	Sec./Umed.	Sec.	Umed.	Sec./Umed.	Sec.	Umed.
$a_1$	24000	2283	10000	8000	15000	10000
$n_1$	0,600	1,800	0,907	0,5	0,5	0,364
$m_1$	3,00	0,550	3,00	1,2	1,45	1,416
$a_2$	45000	45000	45000	44689	44633	40000
$n_2$	0,08	0,08	0,08	0,104	0	0,05
$m_2$	25	25	25	0,927	0,747	0,744
$S_1$	0,5	0,46	0,35	0,770	0,793	0,762
$\psi_{res}$	12000	12000	12000	12000	12000	12000
$\theta_{sat}$		1,483			1,465	

Quando o solo é remoldado, os níveis de saturação em que ainda ocorrem sucções representativas são maiores. Este resultado mostra que a estrutura do solo GrLt tem claro efeito no comportamento relacionado à mobilização da sucção. A desagregação e remoldagem, mesmo que sob mesmos índices físicos, modifica a distribuição dos poros no solo. Essa alteração estrutural provoca mudança de comportamento já que a relação entre tamanho de poro e sucções mobilizadas é íntima, como mostrado nos trabalhos de Miguel e Bonder (2012), Aung *et al.* (2001) e Sillers *et al.* (2001).

Comparando os resultados dos ensaios no solo indeformado e remoldado (vide Figura 82c) é possível verificar que as curvas ajustadas remetem ao desenvolvimento de sucções maiores no solo remoldado que no solo indeformado. Estes resultados são opostos aos obtidos no solo GrAm.

Confrontando os níveis de sucção obtidos entre os solos estudados fica mais clara a diferença de comportamento entre os solos GrAm, GrVm e o solo GrLt, conforme mostra a Figura 83.

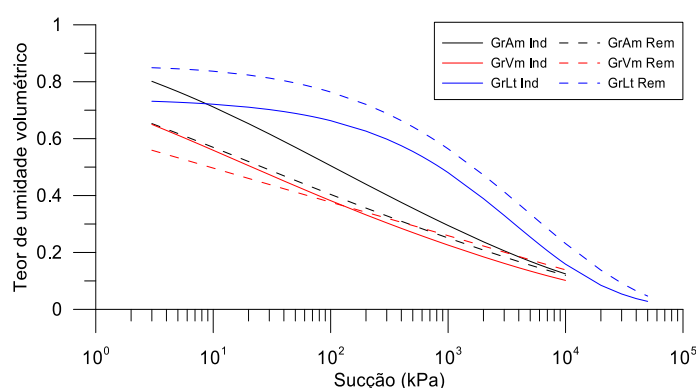


Figura 83: Curvas de retenção de umidade dos solos investigados.

Constata-se que, em geral, os níveis de sucção mobilizados são proporcionais ao teor de finos nestes solos, tanto em condição indeformada quanto remoldada. Contudo, para umidade volumétrica superior a 70% o solo GrAm é capaz de manter sucções maiores que o solo GrLt.

Comparando as curvas indeformadas e remoldadas é possível verificar que o solo GrVm é o que mostra menor diferença de comportamento em função da remoldagem. A explicação passa pela menor quantidade de finos em sua composição, bem como de grumos e cimentações. Assim, tem-se para este solo uma estrutura mais simples e incipiente, a qual, em se tratando de sucções, pode ser razoavelmente reproduzida com a remoldagem.

Sob a luz da mineralogia e intemperismo dos solos algumas conclusões podem ser tecidas a partir dos resultados destes ensaios. Verifica-se que uma menor quantidade de finos, e consequentemente menor nível de intemperismo, implica em histerese menos pronunciada entre as curvas de secagem e umedecimento.

Também observa-se que o solo GrAm é capaz de desenvolver maiores sucções que o solo GrVm. Isto se deve a granulometria mais grosseira do solo GrVm em relação ao solo GrAm. Tendo os solos mesmo índice de vazios, os poros do GrVm tendem a ocorrer em menor número, mas com tamanhos maiores. Quanto maior o diâmetro equivalente dos poros, mais baixa é a sucção desenvolvida, e assim as sucções medidas no GrVm são inferiores às medidas no GrAm para mesmas condições de saturação.

### 6.3. CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

Os ensaios de condutividade hidráulica foram executados em um permeâmetro de parede flexível, o que possibilitou a execução de medidas de coeficiente de condutividade hidráulica sob diferentes níveis de confinamento.

Os três solos residuais saprolíticos estudados apresentaram comportamento relativamente similar durante o ensaio, enquanto que o solo GrLt mostrou feições peculiares. Por conta disso, os resultados referentes aos solos GrVm, GrAm e GrBt serão apresentados na Figura 84, e discutidos em conjunto.

A Figura 84 mostra que, embora o solo GrBt apresente maior índice de vazios inicial dentre os solos saprolíticos, este é o que apresenta menores níveis de  $k_{sat}$  para uma mesma tensão confinante. Esta característica é reflexo da estrutura e mineralogia do material, visto que apresenta mesma granulometria que o solo GrAm. O solo GrAm apresenta a maior permeabilidade dentre os solos saprolíticos estudados. Valores de  $k_{sat}$  intermediários foram obtidos para o solo GrVm, mesmo sendo este o material mais arenoso que o GrAm.

A Figura 84b mostra o reflexo da variação do índice de vazios na condutividade hidráulica. Para os três materiais, a relação entre índice de vazios e  $k_{sat}$  pode ser descrita por uma reta em um espaço semi-logarítmico. Nesta fica destacado, por meio da reta com menor inclinação, que o solo GrAm é o que mostra condutividade hidráulica mais sensível às variações de índice de vazios. Em relação a este aspecto, precebe-se que para os solos GrBt e GrVm a variação de  $k_{sat}$  com a redução do índice de vazios obedece a mesma tendência.

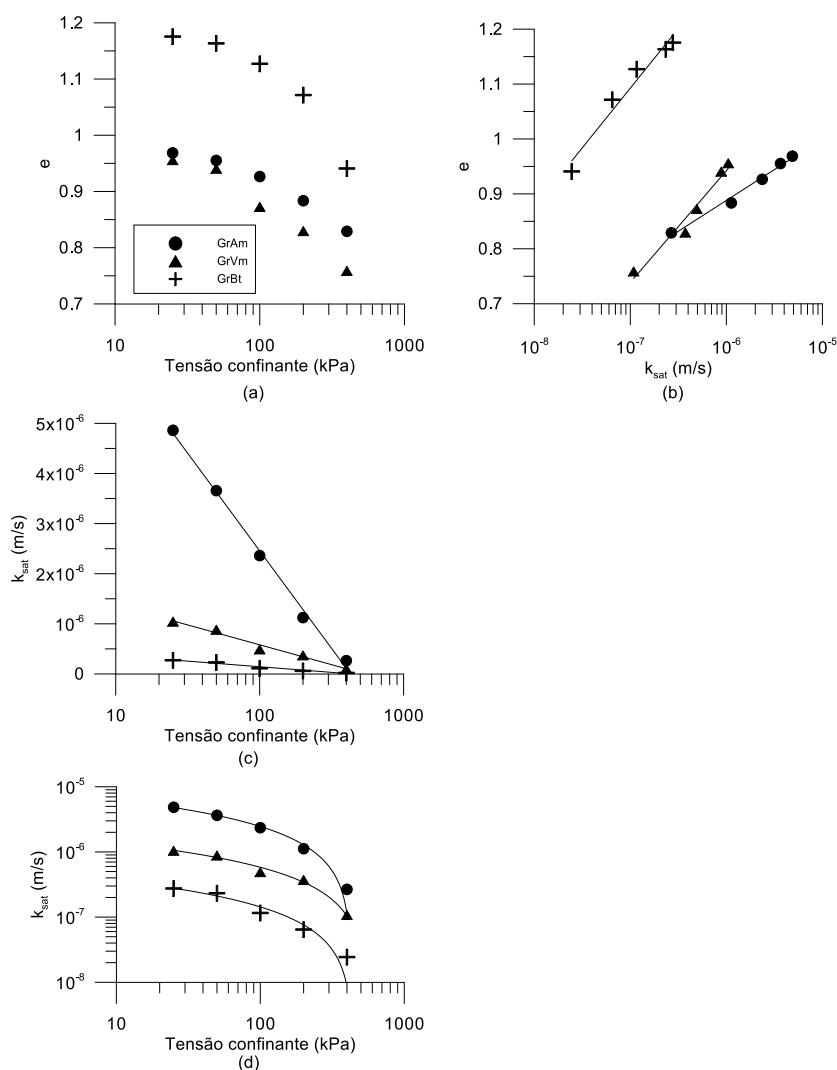


Figura 84: Resultados dos ensaios de condutividade hidráulica em solos residuais de granito.

A Figura 84c apresenta a relação entre tensão confinante e  $k_{sat}$ , indicando a maior sensibilidade do solo ao aumento do confinamento. As mesmas relações podem ser estabelecidas para os solos GrVm e GrBt, representadas por retas em um espaço semi-logarítmico, (Fórmula 23).

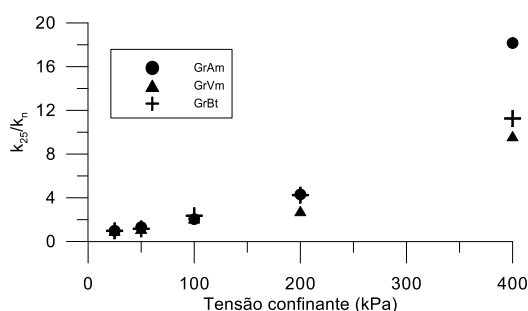
$$k_{sat} = a \cdot \ln\left(\frac{\sigma_{conf}}{1 \text{ kPa}}\right) + b \quad \text{Fórmula 23}$$

Na equação o escalar “b” representa o valor de  $k_{sat}$  quando a tensão confinante é 1 kPa. O valor “a”, em módulo, reflete a sensibilidade do solo, em termos de permeabilidade, às mudanças de tensão confinante. A Tabela 41 apresenta os valores dos parâmetros “a” e “b” obtidos para os três solos saprolíticos estudados e para o solo laterítico posteriormente discutido.

Tabela 41: Parâmetros de ajuste para a relação  $k_{sat}$  x tensão confinante.

Material	a (m/s)	b (m/s)
GrAm	$-1,69 \times 10^{-6}$	$1,02 \times 10^{-5}$
GrVm	$-3,34 \times 10^{-7}$	$2,17 \times 10^{-6}$
GrBt	$-9,72 \times 10^{-8}$	$5,91 \times 10^{-7}$
GrLt (Figura 86)	$-3,00 \times 10^{-6}$	$1,91 \times 10^{-5}$

Ainda sobre a redução da condutividade hidráulica com o aumento de tensões, a Figura 85 mostra os valores normalizados de  $k_{sat}$  medidos em cada nível de confinamento ( $k_n$ ) como denominador do  $k_{sat}$  medido sob confinamento de 25 kPa ( $k_{25}$ ).

Figura 85: Tensão confinante *versus* condutividade hidráulica normalizada (solos residuais de granito).

Nesta Figura é possível observar a ocorrência de uma inflexão mais significativa de redução de condutividade quando a tensão confinante ultrapassa 200 kPa, aspecto mais claramente observado no solo GrAm. Este comportamento pode ser ligado a modificações estruturais relacionadas ao fechamento de poros até então sustentados pela estrutura do solo. Nos solos GrVm e GrBt a redução de  $k_{sat}$  segue uma tendência mais próxima à linearidade.

De forma a complementar a análise, o intervalo de valores de  $k_{sat}$  medidos para os referidos materiais é melhor visualizado na Figura 84d, onde estes são apresentados em um espaço log-log. No intervalo de tensões confinantes utilizado o solo GrAm apresenta coeficiente de condutividade hidráulica entre  $5 \times 10^{-6}$  e  $3 \times 10^{-7}$  m/s, variação pouco inferior a 20 vezes. No caso do solo GrVm os valores de  $k_{sat}$  medidos situam-se entre  $10^{-6}$  e  $10^{-7}$  m/s. Estes são levemente inferiores aos medidos para o solo GrVm, e o intervalo de variação é também menor. Os valores de  $k_{sat}$  obtidos para o solo GrBt encontram-se entre  $2 \times 10^{-7}$  e  $2 \times 10^{-8}$  m/s, variando cerca de 10 vezes, assim como o GrVm.

Diante destes dados, cabe discutir a complexa inter-relação entre granulometria, porosidade, tamanho de poros, estruturação e condutividade hidráulica. Os solos GrAm e GrBt apresentam granulometria muito similar, mas com índices de vazios iniciais distintos. O elevado índice de vazios do solo GrBt contribuiu para uma variação volumétrica mais significativa durante o ensaio, mas que não se refletiu em maior condutividade hidráulica do que os demais solos.

O solo GrVm tem índice de vazios similar ao GrAm, apresentando, no entanto, variação volumétrica superior. Isso se deve ao nível de intemperismo mais incipiente apresentado pelo GrVm, e consequentemente, menor disponibilidade de agentes cimentantes entre as partículas. Em relação à granulometria, o solo GrVm tem expressiva parcela de areias em sua composição, enquanto que no GrAm predominam os siltes. Ainda assim, o solo GrAm apresentou condutividade hidráulica superior ao GrVm, para todos os níveis de confinamento.

A maior presença de siltes no GrAm em comparação com o GrVm, sendo que ambos apresentam mesmo índice de vazios, é indício de que o primeiro apresenta uma quantidade maior de pequenos poros, e provavelmente melhor interligados. O GrVm, sendo arenoso, requer partículas muito mais próximas entre si para um índice de vazios similar ao do GrAm, reduzindo o número de poros por onde haverá fluxo de água. Estes poros podem ainda ser estreitados por siltes e argilas presentes, o que reduz a condutividade hidráulica.

Além dos fatores mencionados acima, há de se citar a mineralogia como fator de influência. Comparando, por exemplo, a condutividade dos solos GrBt e GrAm (materiais com mesma granulometria) quando o índice de vazios é da ordem de 0,95, tem-se valores de  $k_{sat}$  de  $2 \times 10^{-8}$  e  $4 \times 10^{-6}$  m/s, respectivamente, cerca de 200 vezes maior no caso do solo GrAm. A mineralogia impõe diferente resposta do solo frente à permeabilidade. No solo GrBt as micas são proeminentes, e o formato lamelar deste mineral tende a dificultar o fluxo de água quando orientadas de forma desfavorável, apesar do elevado índice de vazios do solo.

Na Figura 86 são apresentados os resultados obtidos para o solo GrLt em ensaios de condutividade hidráulica. Adicionalmente, de forma a fornecer uma referência, são reproduzidos também os resultados obtidos para o solo GrAm.

O solo GrLt apresenta índice de vazios inicial superior ao solo GrAm e demais solos investigados, e é também o mais argiloso. Dentre todos, foi também o que exibiu maior redução do índice de vazios com o aumento da tensão confinante, conforme mostra a Figura 86b.

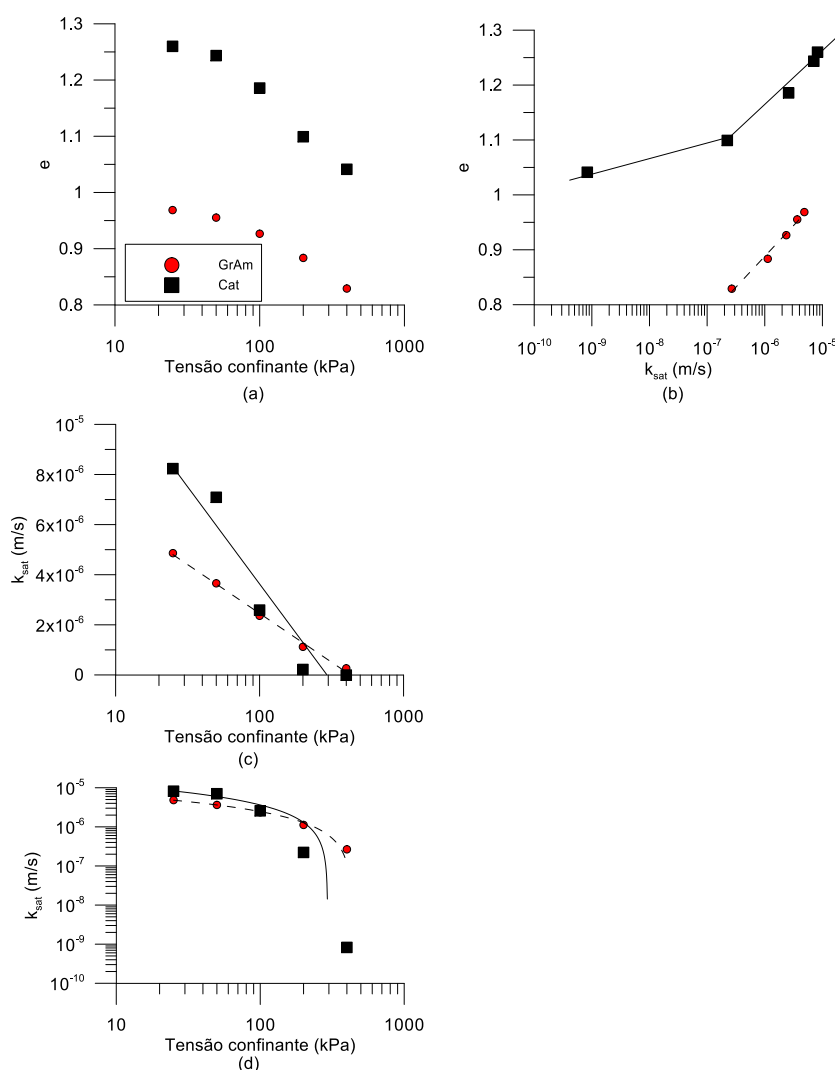


Figura 86: Resultados dos ensaios de condutividade hidráulica no solo GrLt

A condutividade hidráulica do solo GrLt é profundamente sensível à variação de índice de vazios, tendo sido registrado um intervalo muito amplo de valores de  $k_{sat}$ , como mostra a Figura 86b. Até a tensão confinante atingir 200 kPa, o solo exibe variação linear da relação  $k_{sat}$  x tensão confinante, em um espaço semi-logarítmico. Ao se elevar a tensão para 400 kPa ocorre uma mudança nessa tendência e o solo sofre brusca redução de condutividade.

Sob baixas tensões confinantes o solo tem maior condutividade que os demais materiais investigados, mas, ao se elevar o confinamento, a condutividade cai muito significativamente. Na Figura 87 mostram-se os valores de  $k_{sat}$  normalizados, valores medidos em cada nível de confinamento ( $k_n$ ) como denominador do valor de  $k_{sat}$  medido sob confinamento de 25 kPa ( $k_{25}$ ), onde fica mais clara a grande amplitude de condutividade hidráulica exibida pelo solo GrLt.



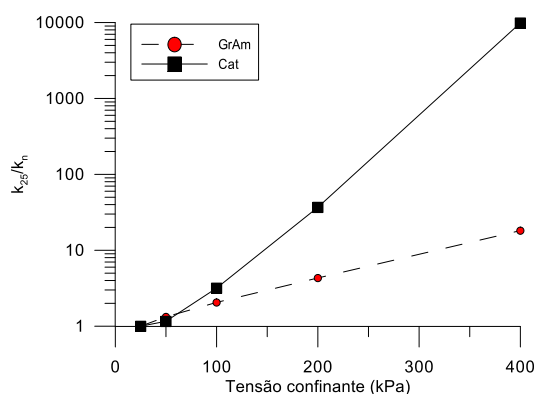


Figura 87: Tensão confinante *versus* condutividade hidráulica normalizada do solo GrLt.

Diferentemente da Figura 84, utilizada nos solos saprolíticos, nesta o eixo vertical é apresentado em escala logarítmica, de forma a tornar possível a exibição de todos os dados com boa resolução. Por comparação, enquanto a condutividade hidráulica do solo GrAm cai cerca de 20 vezes ao se elevar a tensão confinante de 25 para 400 kPa, no solo GrLt esta mudança é de quase 10.000 vezes, o que indica clara e significativa mudança estrutural.

Assim como nos solos saprolíticos, para o solo GrLt a relação entre tensão confinante e  $k_{sat}$  pode ser representada por uma reta em um espaço semi-logarítmico, descrita pela Fórmula 23 e mostrada na Figura 86c, sendo que neste caso tem-se  $a=-3 \times 10^{-6}$  e  $b=1,91 \times 10^{-5}$ . O parâmetro “a” é, em módulo, superior aos apresentados pelos demais solos, indicando a maior variação de condutividade com a variação das tensões confinantes.

A Figura 86d apresenta a relação tensão confinante e  $k_{sat}$  em um espaço log-log, onde fica mais evidente a mudança de comportamento exibida pelo solo GrLt. Constata-se que já sob 200 kPa de confinamento ocorre expressiva redução da permeabilidade, mostrando que sensíveis mudanças na estrutura do solo já ocorreram. Estas modificações estruturais são potencializadas sob tensão confinante de 400 kPa, quando o solo assume permeabilidade típica de argilas.

A forte redução de condutividade hidráulica sofrida pelo solo GrLt pode ser atribuída a existência de estruturação em níveis micro e macro. A microestrutura diz respeito à organização das partículas de forma a compor concreções ou grumos e a macroestrutura refere-se à interação entre as concreções. Estas comportam-se como partículas de diâmetro relativamente grande, o que condiciona a existência de poros maiores que os esperados para um solo com o percentual de finos que o exibido pelo solo GrLt. A ocorrência de concreções pôde ser confirmada através dos resultados dos ensaios de granulometria e das imagens de MEV, já apresentados.

Sob baixas tensões o solo GrLt apresenta macroestrutura porosa, com alto índice de vazios, o que conduz a um  $k_{sat}$  elevado, superior inclusive aos demais solos residuais estudados, mesmo sendo este o mais fino dentre todos. Esta macroestrutura confere ao solo uma compressibilidade superior à exibida pelos demais materiais ensaiados. Durante os primeiros incrementos de tensão confinante, a compressibilidade exibida pelo solo não é diferente da mostrada pelos outros solos, mesmo apresentando maior porosidade. A estrutura se mantém razoavelmente estável porque as ligações entre concreções são suficientemente fortes para resistirem a tais tensões confinantes.

Quando a tensão confinante é aumentada, atingindo 200 kPa e posteriormente 400 kPa, ocorre colapso macroestrutural e os poros de maior seção transversal são fechados. A redução da dimensão dos poros em nível macro, por si só, provoca brusca redução da condutividade hidráulica, e ao reduzir-se a condutividade macroestrutural, a condutividade em nível microestrutural passa a ter maior relevância no comportamento do material.

#### 6.4. COMPRESSIBILIDADE

Ensaio oedométrico em equipamento convencional permite o controle das tensões verticais e das deformações horizontais, não havendo assim o controle das trajetórias de tensão que são do tipo  $k_0$ . Todavia, esse tipo de ensaio permite a obtenção de informações muito úteis ao entendimento do comportamento do solo, principalmente daqueles suscetíveis ao fenômeno de adensamento. No caso de solos residuais, apesar de não satisfazerem, na maioria das vezes, os postulados nos quais se baseia a teoria do adensamento, a execução deste tipo de ensaio se faz útil na avaliação dos efeitos da estrutura do solo em seu comportamento mecânico e deformabilidade sob trajetória  $k_0$ .

Inicialmente os resultados obtidos nesta tese são apresentados e discutidos isoladamente para cada solo estudado, contemplando os dados obtidos com emprego de corpos de prova indeformados, remoldados e reconstituídos. Num segundo momento serão apresentadas as considerações oriundas de uma análise conjunta dos resultados.

Foram determinados coeficientes virtuais de recompressão ( $cr$ ), compressão ( $cc$ ) e descompressão ( $cd$ ), bem como a tensão de plastificação ( $\sigma'_{vp}$ ) para o primeiro ciclo de carga e descarga de todos os materiais estudados. A tensão de plastificação foi obtida pelo método de Pacheco e Silva. Estes parâmetros são empregados tipicamente para solos suscetíveis ao fenômeno de adensamento, o que não ocorre nos solos estudados e por isso são denominados

parâmetros virtuais. A validade do emprego destes parâmetros aos solos estudados é discutida nesta seção.

Na Tabela 42 são apresentados os índices físicos iniciais e finais dos corpos de prova do solo GrAm submetidos aos ensaios de compressão confinada.

Tabela 42: Índices físicos do solo GrAm submetidos a ensaios de compressão confinada

Condição	Pré-ensaio				Pós-ensaio			
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	e	Sr (%)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	e	Sr (%)
Indeformado	17,04	32,1	0,996	84,8	18,58	30,7	0,806	100
Remoldado	17,14	30,7	0,962	83,6	18,56	31,2	0,819	100
Reconstituído	16,61	51,3	1,344	100	18,50	31,7	0,832	100

Os dados mostram que no processo de compressão oedométrica todos os corpos de prova foram levados à saturação. Nesse sentido, cabe destacar que a variação do teor de umidade para o material nas condições indeformada e remoldada foi pequena, sendo a significativa redução do índice de vazios responsável pelo atingimento da saturação.

Na Figura 88a são apresentadas as curvas tensão vertical x índice de vazios para o solo GrAm em um espaço semi-logarítmico. Na Figura 88b os mesmos dados são apresentados com o eixo das tensões em escala linear.

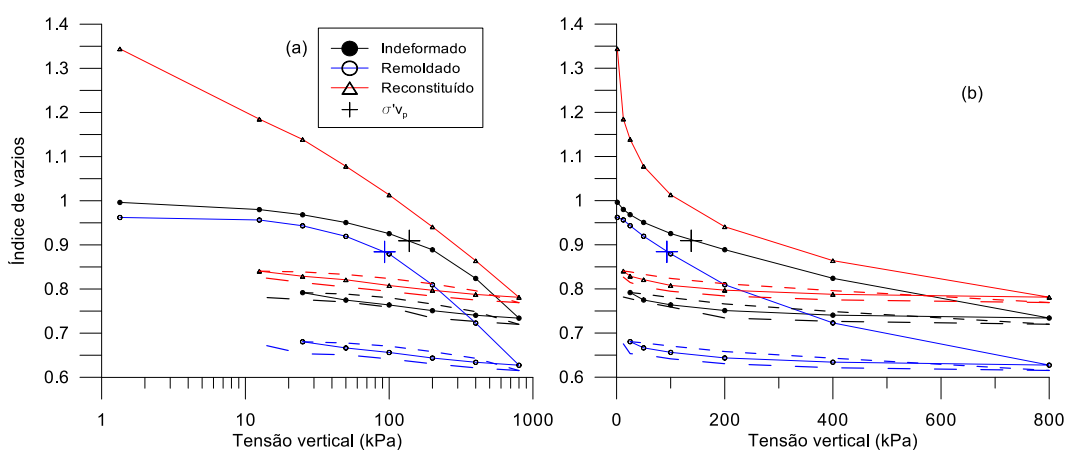


Figura 88: Curvas tensão *versus* índice de vazios para o solo GrAm.

Analisando as figuras conjuntamente, verifica-se que a natureza inicial dos corpos de prova, isto é, se indeformado, remoldado ou reconstituído, modifica de forma significativa o

comportamento exibido por este material. O corpo de prova reconstituído apresenta a mais significativa redução de índice de vazios. No entanto, mesmo quando a tensão vertical atinge 800 kPa o índice de vazios do solo reconstituído é superior ao atingido pelo solo indeformado.

A existência de estruturação do solo fica evidente pelo afastamento, no trecho de compressão, entre as curvas obtidas para o material indeformado e remoldado. Esta evidência de estrutura foi reportada por Leroueil e Vaughan (1990), que denominam a área entre as duas curvas “espaço permitido à estrutura”, sendo que somente a estrutura permitiria ao solo permanecer nesta área. A magnitude deste espaço com relação ao material deformado reflete o quão estruturado é o solo.

No entanto, no caso do solo em condição reconstituída, observa-se o surgimento de um espaço semelhante com relação ao solo em condição indeformada, o que remeteria também à improvável ocorrência de estruturação no solo reconstituído, superior à existente no solo indeformado. Tais resultados mostram que o conceito de espaço permitido à estrutura não se aplica à interpretação de ensaios em corpos de prova reconstituídos (lama) do solo GrAm. Este mostra-se mais compressível do que o material indeformado até que a tensão vertical atinja 200 kPa, e a partir daí ambos tem mesma rigidez.

Mesmo sob tensão normal da ordem de 800 kPa, as curvas não convergem, mostrando que não há uma única linha de compressão normal (NCL) capaz de reger o comportamento deste solo. Isto porque o comportamento do mesmo depende das condições estruturais e índice de vazios inicial, como foi sugerido por Viana da Fonseca (1988) estudando solos de granito de Portugal.

Além disso, conforme coeficientes de compressibilidade mostrados na Tabela 43, não haverá convergência destas curvas, mesmo sob elevadas tensões, a não ser que haja alteração na tendência de compressibilidade exibida pelos materiais, que poderia ser causada por quebra dos grãos de solo, por exemplo. Nesse sentido, Viana da Fonseca (1988) afirma que há convergência das curvas somente quando ocorrer destruição completa das ligações cimentantes ou demais feições estruturais, o que somente ocorre sob níveis de tensão muito elevados.

A Tabela 43 apresenta também valores de tensão de plastificação calculadas com base nas curvas da Figura 88a. Estas curvas induzem à ocorrência de uma tensão de plastificação que, no entanto, conforme pode-se constatar na Figura 88b, não existe. Na referida figura observa-se que as curvas não apresentam qualquer indicação de mudança na taxa de deformação quando atingidos os níveis de  $\sigma'_{vp}$  mostrados na Tabela 43. Na realidade, o que se observa é um enrijecimento constante do material devido à diminuição de vazios. Quando ultrapassada a

tensão vertical de 400 kPa, as tendências de deformação exibidas pelos três corpos de prova são muito similares, mesmo sob índices de vazios distintos.

Tabela 43: Parâmetros virtuais de compressibilidade do solo GrAm.

	$\sigma'_{vp}$ (kPa)	$c_r$	$c_c$	$c_d$
Indeformado	138	0,048	0,257	0,034
Remoldado	93	0,061	0,304	0,042
Reconstituído	-	-	0,256	0,033

A adoção dos métodos de Casagrande ou Pacheco e Silva, associados à utilização de gráficos em escala logarítmica, não se mostra um procedimento confiável para a definição de uma tensão de plastificação em carregamento oedométrico para o solo residual estudado. A escala logarítmica utilizada gera uma ideia errônea de *yielding* da estrutura, e força o surgimento de uma curvatura. Esta condição já foi anteriormente verificada por Wesley (1990) ao estudar a aplicabilidade de alguns conceitos da mecânica dos solos, concebidos em solos sedimentares, ao comportamento de diferentes solos residuais.

Se por um lado  $\sigma'_{vp}$  é maior na medida em que se tem a estrutura do solo indeformado mais preservada, o que pode ser utilizado como um indicativo de integridade da estrutura, por outro lado  $\sigma'_{vp}$  não divide a curva em dois segmentos de diferentes compressibilidades, sendo que para o solo GrAm a taxa de deformação é constantemente decrescente.

Na Figura 88 as curvas mostram ainda as fases de recarregamento e descarregamento. Independentemente do índice de vazios atingido o comportamento exibido é similar para os três corpos de prova. Durante o recarregamento as curvas seguem uma trajetória acima daquela obtida no primeiro descarregamento, até que tendem a convergir com o trecho virgem da curva do primeiro carregamento. No segundo descarregamento a curva é paralela à do primeiro.

O comportamento do solo em termos de rigidez é descrito na Figura 89, através dos módulos de compressão oedométrica (D). Este parâmetro foi calculado para cada incremento de tensão, tendo como tensão de referência aquela atingida após o carregamento. A variação de módulos oedométricos pode ser utilizado também como indicativo da ocorrência de plastificação da estrutura, e portanto, da existência de uma tensão de plastificação que de fato reflita modificações em termos de compressibilidade.

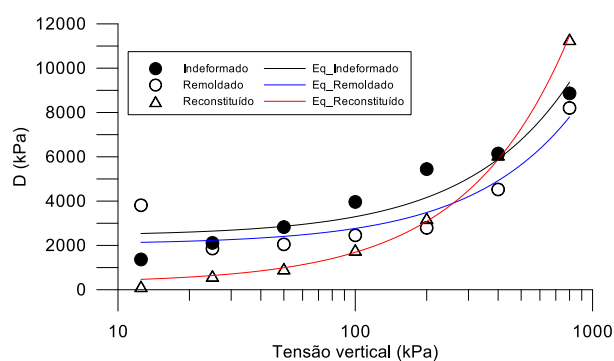


Figura 89. Variação de D com a tensão vertical para solo GrAm.

Sobre a variação de D com a tensão vertical, a figura mostra que, com exceção do ponto referente à tensão de 12,5 kPa (remoldado), o solo mostra constante ganho de rigidez, independentemente da condição do corpo de prova. O solo indeformado apresenta a maior rigidez dentre os três corpos de prova em um intervalo de tensões que varia de 25 a 400 kPa, especialmente entre 100 e 200 kPa. Esta diferença é oriunda da resistência oferecida pela estrutura preservada na amostra indeformada.

Com o aumento das tensões há a degradação da estrutura, ao menos em nível macroestrutural, refletindo-se em um menor incremento de D para 400 kPa, e da convergência dos módulos do solo indeformado e remoldado quando a tensão normal é de 800 kPa. No entanto, esta relaxação na tendência de crescimento do módulo, não coincide com a tensão de plastificação determinada por Pacheco e Silva, corroborando a ideia da inaplicabilidade do conceito de pré-adensamento a este solo.

A perda de sucção não parece ser uma explicação razoável para a suavização da tendência de aumento de D do solo indeformado. Isto porque em condição inicial, quando o grau de saturação é superior a 80%, os efeitos da sucção são pouco representativos. Tal hipótese baseia-se nos resultados referentes às curvas de retenção (Seção 6.2), que mostra que sob graus de saturação superiores a 80% a sucção no solo GrAm é muito baixa.

O ganho de rigidez mais expressivo é apresentado pelo solo reconstituído, e ocorre de forma contínua ao longo do ensaio. Entre 200 e 400 kPa o solo reconstituído passa a ser mais rígido que o indeformado ou remoldado. Esse ganho de rigidez é registrado mesmo estando o material com índice de vazios superior aos demais corpos de prova ensaiados.

O solo remoldado apresenta módulo alto para tensão de 12,5 kPa, em função da tendência de expansão, que se manifesta sob baixas tensões verticais quando o mesmo é inundado no início

do ensaio. No incremento da carga para 25 kPa há redução do módulo, o qual, a partir daí, passa a crescer em uma taxa inferior à observada nos demais corpos de prova. Depois, para tensões além de 200 kPa, D passa a crescer em uma taxa superior ao observado no solo indeformado.

As curvas plotadas na Figura 89a consistem em equações de primeiro grau, conforme Fórmula 24, que representam a variação de módulo D com a tensão vertical. Este modelo permite, para este solo e nas condições apresentadas, a estimativa de recalques de forma distinta da teoria clássica de adensamento. A Tabela 44 mostra os coeficientes das equações para o material nas três condições, bem como o coeficiente de regressão obtido em cada ajuste.

$$D \text{ (kPa)} = a \cdot \sigma'_v + b$$

Fórmula 24

Tabela 44: Coeficientes das correlações entre  $\sigma'_v$  e D (solo GrAm).

Condição	a	b (kPa)	R <sup>2</sup>
Indeformada	8,674	2429,2	0,90
Remoldada	7,190	2048,4	0,86
Reconstituída	13,977	292,11	1,00

A Figura 90 apresenta, para o solo GrAm indeformado, a razão entre a variação de altura do solo sob adensamento virtual ( $\Delta h_{vs}$ ) e a variação total de altura ( $\Delta h_t$ ) sofrida em cada estágio de carregamento.

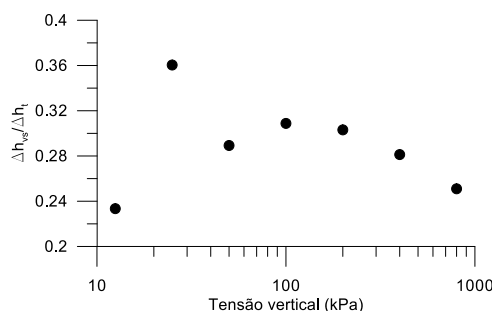


Figura 90: Variação de altura total e por adensamento virtual (solo GrAm indeformado).

De acordo com esta figura, a maior parte da deformação se dá de forma imediata para todos os estágios de carregamento. Sob 12,5 kPa de tensão vertical, pouco mais de 20% das deformações ocorrem após a fase inicial. Já no estágio subsequente (25 kPa) quase 40% das deformações

ocorrem nesse regime. Esta diferença deve-se provavelmente a uma redução dos maiores poros por aplicação da carga inicial, e consequente aprisionamento de água nos vazios do solo. Assim, para a drenagem da água sob 25 kPa de confinamento, uma menor rede de poros é responsável pela dissipação dos excessos de poropressão, requerendo um tempo maior para tal. Tal fato pode estar relacionado também à ação da estrutura, que suporta parte da carga sem se deformar imediatamente, vindo a sofrer tais deformações de forma lenta, posteriormente.

Nas primeiras fases de carregamento essa distribuição é bastante variável. A partir de 100 kPa a parcela do recalque ocorrido na fase de adensamento virtual reduz de forma gradativa e sob 800 kPa passa a ser de cerca de 25% do recalque total. Esta redução se deve, em parte, à diminuição da capacidade do solo de suportar os incrementos de tensão aplicados, resultando em deformações imediatas muito significativas. A redução da distância de drenagem deve colaborar também com a predominância das deformações imediatas sobre as de longo prazo.

Na Figura 91a é apresentada a variação de altura do corpo de prova com o tempo, para cada um dos estágios do primeiro ciclo de carregamento. Na Figura 91b o que se apresenta é a variação de altura do corpo de prova na fase de deformação por adensamento virtual.

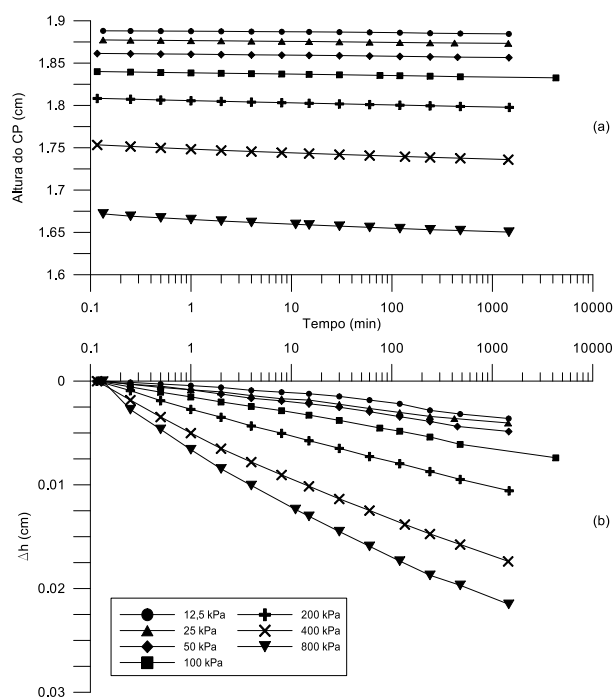


Figura 91: Variação de altura do corpo de prova indeformado em compressão confinada (GrAm).



O formato assumido pelas curvas de variação de altura com o tempo não permite o cálculo dos coeficientes de adensamento ( $c_v$ ) pelo método de Casagrande, mesmo para altas tensões. Nestas não se observa o trecho de transição entre recalque elástico e “por adensamento”, assim como é ausente a inflexão das curvas que indica a finalização do “adensamento primário” e início do “secundário”.

Nesse sentido a Figura 92 ilustra, a título de exemplo, as curvas tempo x altura do solo inicialmente indeformado para o carregamento de 800 kPa. Essa feição é exibida nos demais estágios de carregamento, como pode ser razoavelmente inferido também pela Figura 91a, que mostra trajetórias aproximadamente lineares. Da mesma forma, a alta velocidade com que ocorre o recalque elástico impede que se empregue o método de Taylor de forma satisfatória. Não é possível divisar se o trecho retilíneo no início da curva corresponde à ocorrência de recalque elástico ou “adensamento primário”, conforme mostra a Figura 91b.

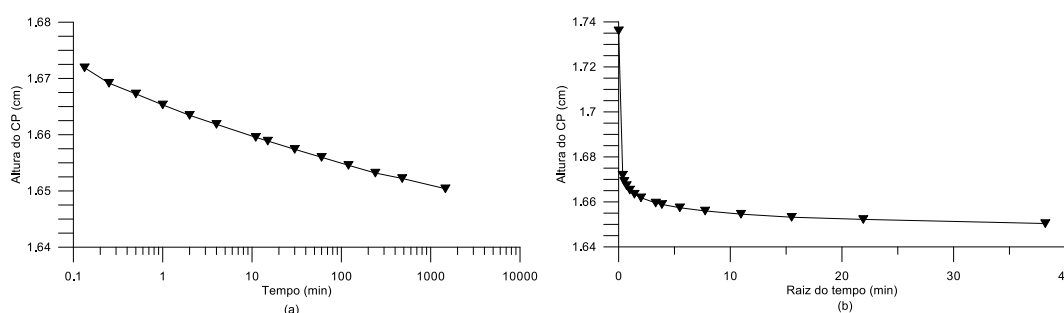


Figura 92: Curvas tempo x altura e raiz do tempo x altura do corpo de prova para o solo GrAm inicialmente indeformado sob  $\sigma'_v=800$  kPa.

Visto que o solo GrAm é um material residual, silto-arenoso, com certo nível de estruturação e permeabilidade elevada se comparada à de argilas (materiais tipicamente suscetíveis à consolidação primária), há de se considerar que a natureza do solo não condiciona necessariamente a ocorrência de adensamento primário. Assim, a não aplicabilidade de métodos relacionados à teoria do adensamento a este material é compreensível.

Por outro lado, as curvas mostradas na Figura 91b, que indicam as deformações posteriores aquelas de origem elástica, revelam que o solo, em certo nível, é susceptível à ocorrência de fluência, ou *creep*. Isto porque independentemente do nível de tensão aplicada, mesmo 24 horas após a aplicação das cargas, observa-se que as deformações não cessam. Ainda que haja redução

na taxa de deformação, esta não tem um ponto claro de inflexão, levando a deformações razoáveis se comparadas às acumuladas ao longo de todo o estágio de carregamento.

Na Tabela 45 são apresentados os índices físicos dos corpos de prova do solo GrVm antes e após terem sido submetidos aos ensaios de compressão confinada.

Tabela 45: Índices físicos do solo GrVm submetidos a ensaios de compressão confinada

Condição	Pré-ensaio				Pós-ensaio			
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	e	Sr (%)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	e	Sr (%)
Indeformado	15,48	17,6	0,976	47,8	19,52	25,1	0,665	100,0
Remoldado	15,45	17,5	0,977	47,4	19,67	24,1	0,640	100,0
Reconstituído	16,85	49,0	1,299	100,0	18,80	30,4	0,807	100,0

Conforme mostra a Tabela 45, ao final do processo de compressão oedométrica os corpos de prova encontravam-se saturados. Destaca-se o índice de vazios atingido pelo solo reconstituído ao final do ensaio, significativamente maior que aquele mostrado pelos solos indeformado e remoldado.

Na Figura 93 são apresentadas as curvas tensão vertical x índice de vazios para o solo GrVm. Nesta observa-se que as trajetórias seguidas pelo solo em condição indeformada e remoldada são muito semelhantes, sendo este último pouco mais compressível. Assim, existe uma leve divergência das curvas quando para tensões superiores a 100 kPa. Tal feição indica a existência de uma estruturação muito incipiente, que resulta em uma rigidez ligeiramente maior.

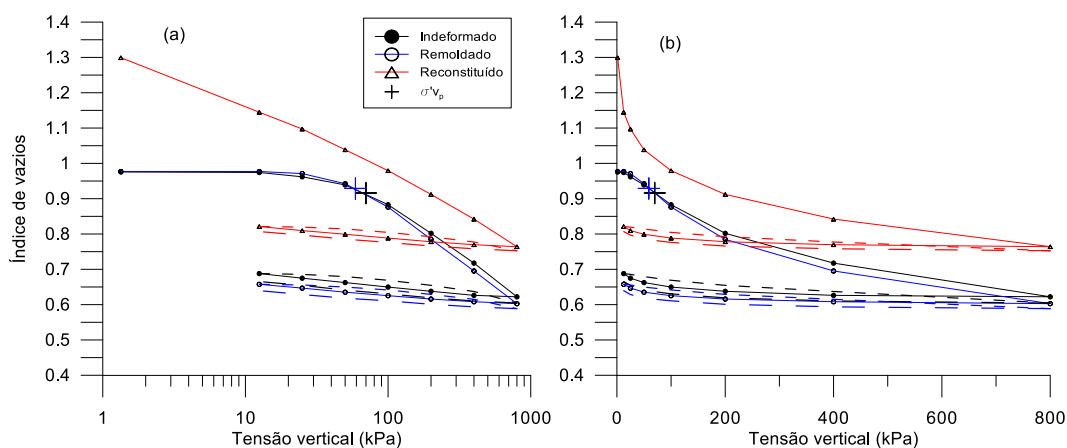


Figura 93: Curvas tensão *versus* índice de vazios para o solo GrVm.

Em condição reconstituída o solo mostra-se bastante compressível, já que tem um índice de vazios inicial mais alto que os demais corpos de prova ensaiados. No entanto, a curva tensão vertical *versus* índice de vazios não dá mostras de que haverá convergência com as obtidas nos demais corpos de prova, assim como verificado no solo GrAm. Portanto, também para este material, constata-se que não há uma NCL única capaz de reger seu comportamento, o que mostra que a deformabilidade depende do índice de vazios inicial do solo e do nível de integridade da estrutura do material, da mesma forma que para o solo GrAm.

Os parâmetros virtuais de compressibilidade do solo GrVm são apresentados na Tabela 46.

Tabela 46: Parâmetros virtuais de compressibilidade do solo GrVm.

	$\sigma'_{vp}$ (kPa)	$c_r$	$c_c$	$c_d$
Indeformado	70	0,058	0,289	0,036
Remoldado	59	0,010	0,302	0,030
Reconstituído	-	-	0,226	0,030

Os níveis de tensão de plastificação mostrados na Tabela 46 tem magnitude dependente da manutenção da estruturação inicial do solo. Diferentemente do solo GrAm, no solo GrVm é possível verificar uma leve tendência de variação das deformações quando a tensão vertical se aproxima da  $\sigma'_{vp}$ , calculada previamente. Na Figura 93b esta feição não pode ser claramente notada, mas ao se observar em detalhe (Figura 94), é possível constatar tal comportamento tanto no solo indeformado quanto no solo remoldado, apesar de a variação ser bastante pequena.

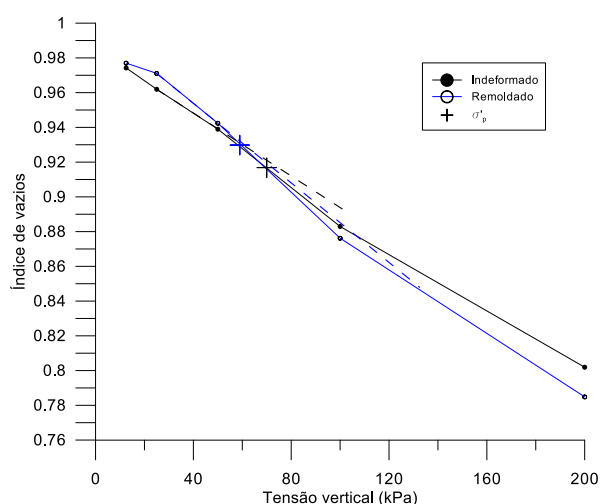


Figura 94. Indício de plastificação no solo GrVm sob tensão coincidente com a  $\sigma'_{vp}$  calculada.

Neste caso, a adoção do método de Pacheco e Silva aponta para níveis de tensão de plastificação que coincidem com regiões de inflexão das curvas de compressibilidade representadas em escala linear. Vaughan *et al.* (1971) e Viana da Fonseca (1988) relacionam a ocorrência da referida inflexão à degradação da estrutura. Isto porque, gradativamente, o comportamento em termos de deformabilidade deixa de ser regido primordialmente pelos efeitos da degradação estrutural e passa a ser controlado pela redução da porosidade.

No entanto, no solo GrVm, a ocorrência de aparente plastificação se dá tanto no solo indeformado como no remoldado, e sob tensões similares. Assumindo que a preparação do corpo de prova remoldado promove a degradação da macroestrutura, não parece razoável que a plastificação sob baixas tensões seja devida ainda à degradação macroestrutural. Além disso, mesmo após ultrapassados os níveis de tensão de plastificação, o solo indeformado se mostra menos deformável que o solo remoldado.

Uma hipótese para explicar a inflexão das curvas é que a ocorrência de completa saturação do corpo de prova somente se dá quando atingida tensão similar àquela dita de plastificação. Considerando o baixo grau de saturação inicial dos corpos de prova, é possível que a saturação somente ocorra após certa redução dos vazios, que seria condicionada pelas referidas tensões. Ao se aproximar da saturação, as ligações entre partículas, promovidas por meniscos capilares, são eliminadas. Logo, ao saturar, o solo deforma mais significativamente, o que ocorre de maneira semelhante para as amostras indeformadas e remoldadas, já que têm índices de vazios similares, e no caso do solo indeformado, uma estrutura bastante incipiente. No entanto, ainda que incipiente, a estrutura do solo indeformado se manifesta quando a sucção deixa de influenciar no comportamento dos corpos de prova.

Os valores de  $c_c$  mostrados na Tabela 46 indicam que o solo, quando remoldado, é mais compressível que se reconstituído, enquanto que quando indeformado tem um  $c_c$  intermediário.

Na Figura 93 as curvas mostram também a segunda etapa de carregamento e descarregamento, revelando comportamento similar para os três corpos de prova. Na recarga, as curvas seguem uma trajetória acima daquela obtida no primeiro descarregamento. Em condição indeformada a distância entre as curvas de descarregamento do primeiro ciclo e de carregamento no segundo ciclo é maior que a observada nos demais corpos de prova. No recarregamento as curvas tendem a convergir com o trecho virgem da curva do primeiro carregamento.

O comportamento dos solos em termos de rigidez, ao longo do ensaio, é descrito na Figura 95, por meio dos módulos de compressão oedométrica ( $D$ ).

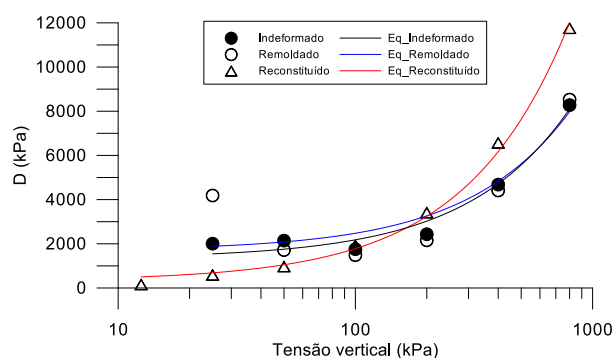


Figura 95: Variação de D com a tensão vertical para o solo GrVm.

A Figura 95 mostra que os módulos oedométricos para o solo em condição indeformada e remoldada são muito similares, com exceção daquele calculado para o solo remoldado sob tensão de 25 kPa, que sofreu influência da tendência de expansão quando inundado. Para a condição indeformada observa-se uma redução da rigidez do solo quando a tensão é elevada de 50 para 100 kPa, coincidindo com o intervalo em que ocorre a tensão de plastificação calculada a partir da curva de compressibilidade. Este mesmo comportamento é observado no solo remoldado quando as tensões variam de 25 kPa até 100 kPa, ocorrendo aumento do módulo.

Estes dados, assim como os mostrados nas curvas de compressibilidade também indicam que o comportamento deste solo sob deformação oedométrica é pouco influenciado por feições macroestruturais, sendo que a rigidez proporcionada pela macroestrutura é bastante incipiente. A redução de D sob 100 kPa de tensão normal, exibida pelo solo indeformado ou remoldado, é atribuída à saturação dos corpos de prova e consequente eliminação da sucção.

No caso do solo reconstituído há uma tendência muito bem definida de incremento de módulo oedométrico com o aumento da tensão. Nesta condição o solo é menos rígido que os demais corpos de prova até que se atinja 200 kPa, quando então a rigidez eleva-se significativamente. Tal distinção com relação aos demais corpos de prova se deve à elevação do índice de vazios inicial que confere maior mobilidade as partículas durante as fases iniciais de deformação e à ausência de elementos estruturais representativos, que foram eliminados na remoldagem.

A variação de D com a tensão vertical pode também ser representada pela Fórmula 24, mostrada anteriormente. Os coeficientes destas equações, que correspondem às curvas na Figura 95, são mostrados na Tabela 47. Nesta destaca-se a fraca correlação para o solo remoldado, visto que para este corpo de prova podem ser definidas duas claras tendências de variação de rigidez: uma inicial de redução, até 100 kPa, e posterior enrijecimento. Nas demais condições os ajustes matemáticos podem ser considerados satisfatórios.

Tabela 47: Coeficientes das correlações entre  $\sigma'_v$  e D (solo GrVm).

Condição	a	b (kPa)	R <sup>2</sup>
Indeformada	8,466	1333,1	0,97
Remoldada	7,858	1691,7	0,77
Reconstituída	14,631	318,8	1,00

Na Figura 96 apresenta-se, para o solo GrAm indeformado, a razão entre a variação de altura do solo sob adensamento virtual ( $\Delta h_{vs}$ ) e a variação total de altura ( $\Delta h_t$ ) sofrida em cada estágio de carregamento.

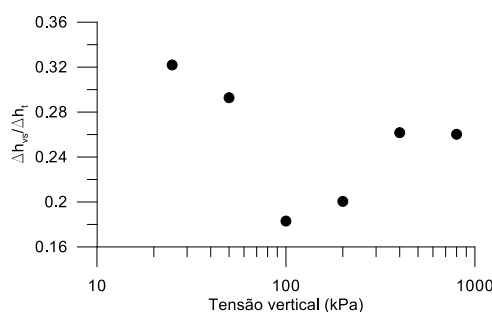


Figura 96: Variação de altura total e por adensamento virtual (solo GrVm indeformado).

A Figura 96 mostra uma clara descontinuidade na relação entre recalques por adensamento virtual e recalques totais. Excetuando o comportamento exibido sob tensões de 100 e 200 kPa, de 25 a 32% do recalque se dá sob regime de adensamento virtual. Sob aquelas tensões, e nas quais foram obtidos os menores módulos oedométricos, menos de 20% das deformações ocorreram de forma não imediata. Estes dados indicam que sob 100 e 200 kPa são impostas condições que favorecem a ocorrência de deformações mais expressivas e de maneira brusca, neste caso a ocorrência de saturação.

Na Figura 97 é apresentada a variação de altura do corpo de prova com o tempo, para cada um dos estágios do primeiro ciclo de carregamento. A Figura 97b mostra a variação de altura do corpo de prova causada por adensamento virtual com relação à altura assumida pelo mesmo logo após a aplicação de cada carregamento. O cálculo de  $c_v$ , assim como no solo GrAm, foi impossibilitado pelo formato assumido pelas curvas de variação de altura *versus* tempo, que indicam rápida dissipação dos excessos de poropressão.

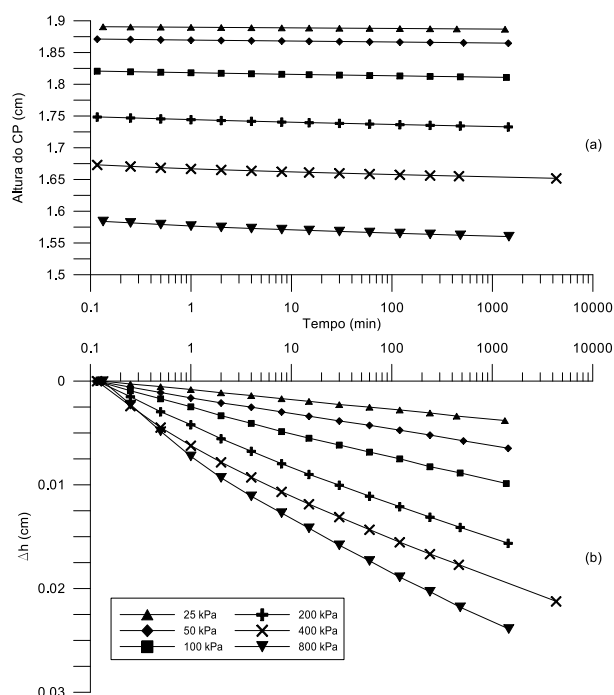


Figura 97: Variação de altura do corpo de prova indeformado em compressão confinada (GrVm).

A Figura 97a mostra que a maior variação de altura ocorreu com a aplicação da tensão vertical de 800 kPa. A elevação da tensão de 100 para 200 kPa promoveu deformações maiores que as desenvolvidas quando a tensão foi elevada de 200 para 400 kPa, o que se refletiu nos módulos oedométricos. Na Figura 97b verifica-se que o solo sofre fluência, independentemente da tensão, da mesma forma que verificado no solo GrAm. A tendência de deformação por fluência é tanto maior quanto a tensão aplicada, vide declividade do trecho final das curvas. De maneira geral, observam-se dois padrões de deformações de longo prazo, sendo um até 100 kPa, mais brando, e um outro para tensões superiores a 100 kPa.

Os índices físicos iniciais e finais dos corpos de prova do solo GrBt empregados nos ensaios de compressão confinada são mostrados na Tabela 48.

Tabela 48: Índices físicos do solo GrBt submetidos a ensaios de compressão confinada

Condição	Pré-ensaio				Pós-ensaio			
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	e	Sr (%)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	e	Sr (%)
Indeformado	16,75	35,1	1,147	83,1	19,19	34,2	0,928	100,0
Remoldado	17,32	35,1	1,075	88,5	18,49	34,5	0,936	100,0
Reconstituído	14,14	70,3	2,205	86,5	18,40	35,2	0,956	100,0

Os elevados graus de saturação iniciais indicam que a perda da sucção pouca influência tem sob os resultados. Assim como nos demais materiais já descritos, ao final do processo de compressão oedométrica os corpos de prova encontravam-se completamente saturados, como mostra a Tabela 48. Destaca-se ainda semelhança dos índices de vazios atingidos ao final do ensaio pelos três corpos de prova. De certa forma isto reflete o comportamento exibido pelos mesmos ao longo dos ensaios, como mostra a Figura 98, onde são apresentadas as curvas tensão vertical x índice de vazios.

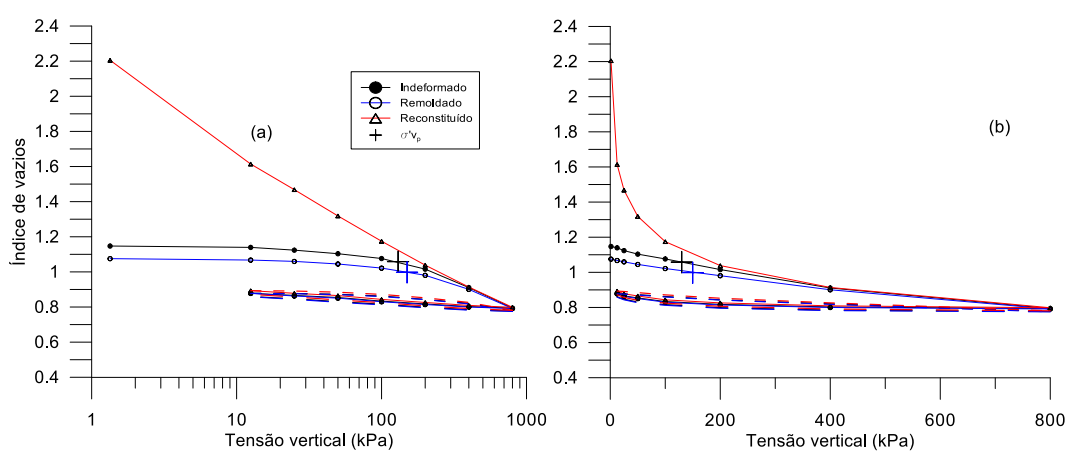


Figura 98. Curvas tensão versus índice de vazios para o solo GrBt.

Diferentemente dos solos GrAm e GrVm, neste material ocorre a convergência das curvas de compressibilidade. A partir de 400 kPa as três curvas percorrem idêntica trajetória, mostrando que para o solo GrBt existe uma NCL que rege o comportamento do solo, ao menos sob elevadas tensões. Tal comportamento deve-se, em parte, à mineralogia, já que as biotitas, em profusão neste solo, têm formato lamelar, favorecendo o deslizamento entre partículas.

O papel da mineralogia é potencializado pelo índice de vazios mais elevado que o dos demais materiais já apresentados (GrAm e GrVm), permitindo que o solo deforme sem grandes restrições. Isto possibilita um melhor arranjo das partículas, o que leva o solo a atingir índices de vazios finais semelhantes em todos os corpos de prova, independentemente das condições iniciais de integridade estrutural.

O solo remoldado apresentou trajetória de deformação paralela àquela seguida pelo solo indeformado. No entanto, devido ao fato de as curvas destes dois corpos de prova convergirem apenas sob 400 kPa, sugere-se a existência de algum nível de estruturação no solo GrBt indeformado, ainda que incipiente. O solo em condição reconstituída tem redução significativa



de índice de vazios, fazendo com que a curva de deformabilidade convirja com aquelas dos demais corpos de prova quando a tensão vertical atinge 400 kPa.

Em suma, o comportamento do solo GrBt sob compressão confinada depende, sob baixas tensões, do índice de vazios inicial das condições iniciais de integridade estrutural, essa de maneira menos importante. Sob elevadas tensões estes fatores não têm mais influência. As feições estruturais são degradadas, e mesmo corpos de prova com índices de vazios iniciais distintos, apresentam comportamento único.

Na fase de descarregamento e no segundo ciclo de carga os três corpos de prova se comportam de maneira idêntica, como mostram, por exemplo, os coeficientes de descompressão ( $c_d$ ), apresentados na Tabela 49 juntamente com os demais parâmetros virtuais de compressibilidade.

Tabela 49: Parâmetros virtuais de compressibilidade do solo GrBt.

	$\sigma'_{vp}$ (kPa)	$c_r$	$c_c$	$c_d$
Indeformado	130	0,060	0,369	0,046
Remoldado	150	0,038	0,314	0,048
Reconstituído	-	-	0,445	0,052

Se por um lado uma única NCL pode ser adotada para o referido solo, como ocorre em solos argilosos sedimentares, por outro o conceito de tensão de plastificação deve ser aplicado com ressalvas para o solo GrBt. No caso do solo indeformado, a tensão de plastificação calculada através das curvas  $\sigma'_v \times p$ , é refletida na curva de compressibilidade por um pouco perceptível incremento na taxa de deformação, como mostra a Figura 99, mas para o solo remoldado isto não procede.

A primeira inflexão verificada na curva do solo indeformado (12,5 kPa) diz respeito à inundação do corpo de prova no início do ensaio. De interesse é a inflexão indicada pela linha pontilhada, que ocorre no intervalo de tensões em que está localizada  $\sigma'_{vp}$ . Assim, para este material a tensão de plastificação calculada aponta efetivamente para um leve aumento na taxa de deformação do solo. Na mesma figura constata-se que no solo remoldado tal inflexão não ocorre, e a determinação de um valor de  $\sigma'_{vp}$  é induzida pelo formato da curva.

No caso do solo indeformado este fato pode indicar a ocorrência de degradação estrutural. Esta desestruturação leva as curvas dos solos indeformado e remoldado a convergirem, como efetivamente ocorre sob 400 kPa.

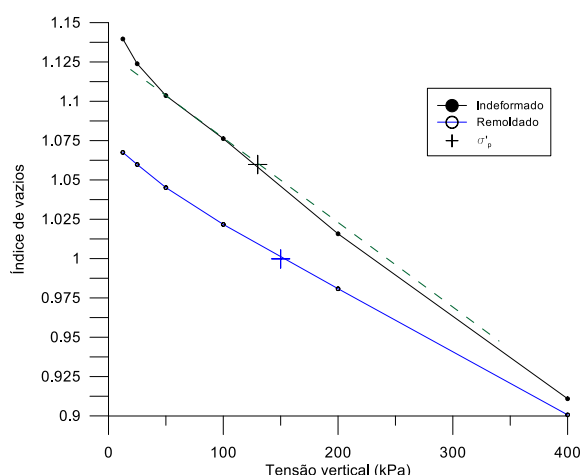


Figura 99: Indício de tensão de plastificação no solo GrBt.

A ocorrência de plastificação e o comportamento do solo em termos de rigidez podem também ser descritos por meio dos módulos de compressão oedométrica mostrados na Figura 100.

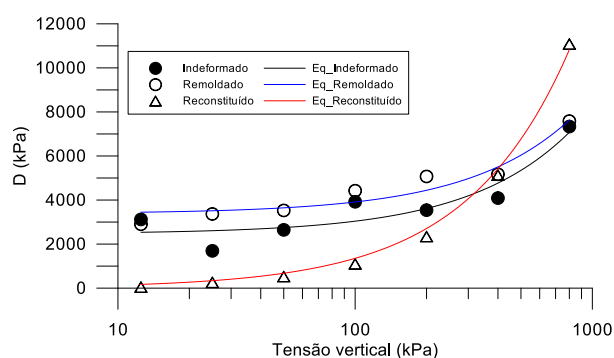


Figura 100: Variação de D com a tensão vertical para o solo GrBt.

Sob tensão vertical de 12,5 kPa o solo remoldado mostrou-se rígido por causa da tendência de expansão que se manifestou após a inundação da célula oedométrica. Similar rigidez foi observada no solo indeformado, não sendo possível divisar se isto deve-se também à expansão ou à estruturação do material. A partir daí até 400 kPa de tensão normal o solo indeformado mostra sempre menor rigidez que o solo remoldado, limitada entre 2 e 4 MPa.

A diferença entre os módulos oedométricos do solo indeformado e remoldado tende a diminuir na medida em que a tensão eleva-se de 25 até 100 kPa. No entanto, ao se ampliar a carga para 200 kPa, o solo indeformado mostra decréscimo do módulo, o que não se verifica no solo remoldado. Tal redução é reflexo do atingimento da tensão de plastificação, que condiciona degradação estrutural mais intensa. O papel da sucção neste comportamento é assumido

desprezível, tendo em vista os elevados graus de saturação inicial dos corpos de prova. No caso do solo remoldado não há redução de módulo, independentemente dos níveis de tensão normal envolvidos.

A tendência de variação de  $D$  com a tensão vertical pode também ser expressa pela Fórmula 24, principalmente nas condições remoldada e reconstituída. Para o solo em condição indeformada tal modelo se mostra pouco interessante, já que, apesar de um coeficiente de regressão relativamente elevado, o mesmo não considera de forma satisfatória as variações de módulo com incremento das tensões. Os coeficientes destas correlações, indicadas pelas curvas na Figura 100, são mostrados na Tabela 50.

Tabela 50: Coeficientes das correlações entre  $\sigma'_v$  e  $D$  para o solo GrBt.

Condição	a	b (kPa)	R <sup>2</sup>
Indeformada	5,766	2463,3	0,87
Remoldada	5,314	3380,2	0,92
Reconstituída	13,53	0	1,00

Destaca-se que, assim como para os demais solos saprolíticos aqui estudados, em condição reconstituída a variação do módulo oedométrico é proporcional ao nível de tensão atuante. Quando reconstituído, as feições macroestruturais do solo são eliminadas e deixam de influenciar no comportamento do mesmo. Além disso, a maior porosidade inicial resulta em uma maior possibilidade de rearranjo das partículas já que têm maior liberdade para se deslocarem.

Na Figura 101 apresenta-se, para o solo GrBt indeformado, a razão entre a variação de altura do solo sob adensamento virtual ( $\Delta h_{vs}$ ) e a variação total de altura ( $\Delta h_t$ ) sofrida em cada estágio de carregamento.

No solo GrBt as deformações ocorrem majoritariamente de forma imediata. Contudo, a parcela de deformações por adensamento virtual é maior neste material que nos solos GrAm e GrVm, o que está relacionado à menor condutividade hidráulica do solo GrBt.

De maneira geral, até 400 kPa as razões entre  $\Delta h_{vs}$  e  $\Delta h_t$  deste solo são similares às verificadas no solo GrAm. No entanto, sob 800 kPa ocorre importante redução de vazios e metade da deformação imposta ocorre sob regime de adensamento virtual. Esta mudança de comportamento é coincidente com o expressivo aumento do módulo oedométrico, o que possibilita supor que após atingir-se 400 kPa, os macroporos, que são responsáveis pela

drenagem imediata e maior deformabilidade do material, sofrem colapso. Deste modo, a dissipação de excessos de poropressão é prejudicada, e a ocorrência de parte das deformações só se dá algum tempo após a aplicação do carregamento.

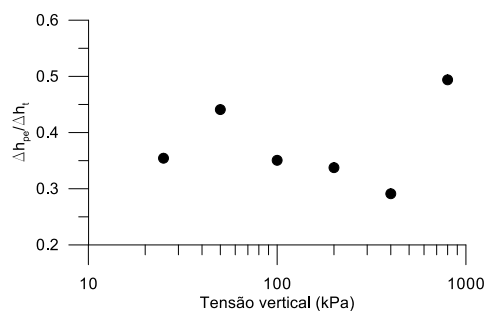


Figura 101: Variação de altura total e por adensamento virtual (solo GrBt indeformado).

A evolução destas deformações é mostrada na Figura 102. Na Figura “a” as curvas mostram a altura do corpo de prova ao longo do ensaio. Já na Figura “b” o que se apresenta é a variação de altura do corpo de prova por adensamento virtual com relação à altura assumida pelo mesmo logo após a aplicação de cada estágio de carregamento.

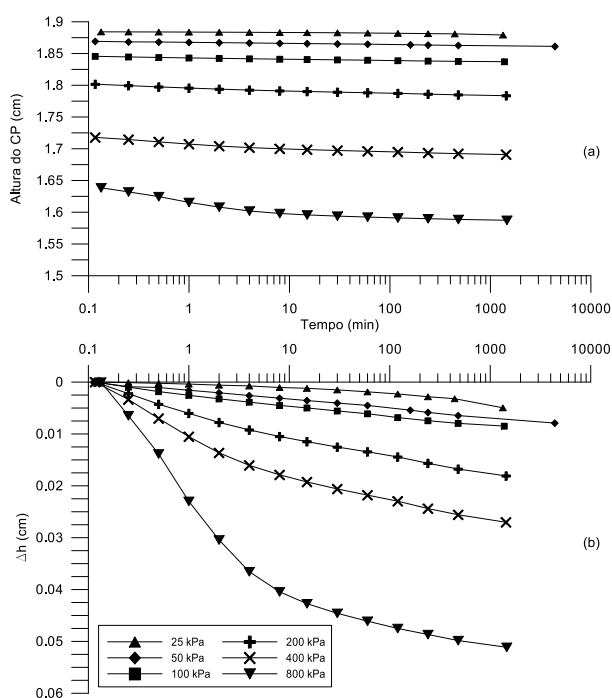


Figura 102: Variação de altura do corpo de prova indeformado em compressão confinada (GrBt).

Um primeiro aspecto a ser destacado nos resultados da Figura 102 diz respeito ao incremento significativo de deformação sofrida pelo solo quando sob 800 kPa de tensão. Enquanto que na Figura 102a o que se constata é um incremento gradual da deformabilidade com o aumento das tensões, a Figura 102b mostra que as deformações por adensamento virtual são bastante significativas quando sob 800 kPa de tensão.

A porosidade mais reduzida do solo quando sob 800 kPa de confinamento leva o material a se comportar de forma semelhante a solos argilosos. É provável, embora não tenha sido provado, que parte do incremento de tensão sustentado pela água é transmitido ao solo somente após alguns instantes. Estes fatos mostram que a redução do módulo reflete o colapso da estrutura e surgimento de uma estrutura menos permeável, que a partir de então tem menor potencial de dissipação imediata de poropressão.

Cabe destacar também que a perspectiva de deformações a longo prazo, por *creep*, é maior quando as tensões são superiores a 100 kPa, nível no qual se constatou uma redução do módulo oedométrico.

Os índices físicos iniciais e finais dos corpos de prova do solo GrLt empregados nos ensaios de compressão confinada constam na Tabela 51.

Tabela 51: Índices físicos do solo GrLt submetidos a ensaios de compressão confinada.

Condição	Pré-ensaio				Pós-ensaio			
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	e	Sr (%)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	e	Sr (%)
Indeformado	15,95	33,6	1,218	74,5	18,02	38,1	1,028	100,0
Remoldado	15,98	32,6	1,197	73,5	18,15	37,0	0,998	100,0
Reconstituído	15,10	74,1	2,052	97,5	17,98	38,6	1,042	100,0

A Tabela 51 mostra o solo indeformado com alto grau de saturação inicial, o que deve ser destacado, já que reduz a influência de variações da sucção ao longo do ensaio. O processo de compressão oedométrica levou os corpos de prova à completa saturação, tal qual ocorreu nos demais solos investigados.

Na Figura 103a são apresentadas as curvas tensão vertical x índice de vazios para o solo GrLt, as quais demonstram o caráter estruturado do solo GrL. Isto fica evidente pela distância entre as curvas do solo indeformado e remoldado, conforme sugerem Leroueil e Vaughan (1990) com o conceito de espaço permitido à estrutura.

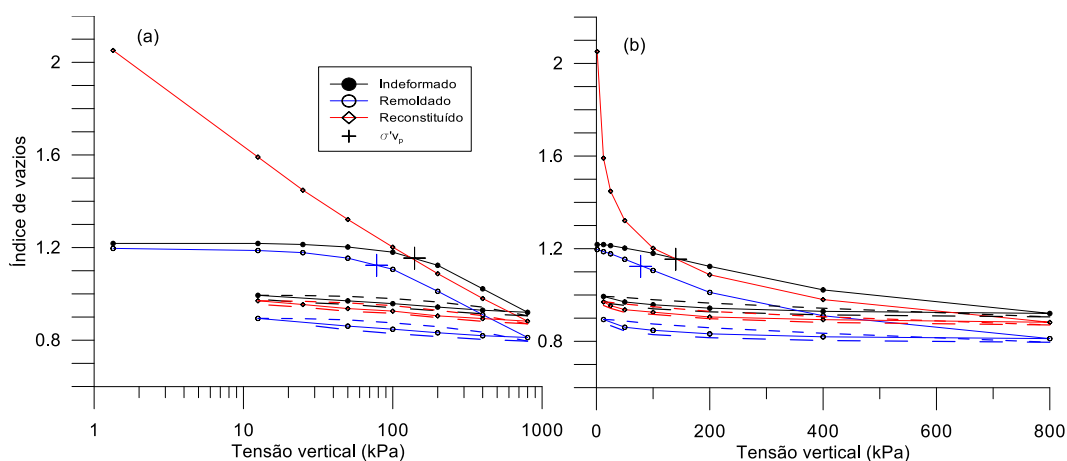


Figura 103: Curvas tensão *versus* índice de vazios para o solo GrLt.

Diferentemente dos demais materiais abordados neste trabalho, a rigidez deste solo em condição indeformado possibilita que o mesmo, sob tensões entre 200 e 400 kPa, mantenha índice de vazios superior ao exibido pelo solo remoldado e reconstituído.

Ao atingirem 800 kPa as três curvas assumem inclinações semelhantes, sendo praticamente paralelas entre si. Contudo, não ocorre convergência das mesmas e o emprego de uma única NCL para descrever o comportamento do solo não é possível, semelhantemente ao que observaram Ferreira e Bica (2006) e Martins *et al.* (2002) em solos naturalmente cimentados. Além disso, a trajetória de deformação seguida depende não somente do índice de vazios inicial, mas também da rigidez que as feições estruturais impõem ao solo.

A partir das curvas mostradas na Figura 103 foram determinados os parâmetros de compressibilidade do solo GrLt, indicados na Tabela 52

Tabela 52: Parâmetros virtuais de compressibilidade do solo GrLt.

	$\sigma'_{vp}$ (kPa)	$c_r$	$c_c$	$c_d$
Indeformado	140	0,025	0,339	0,041
Remoldado	78	0,030	0,325	0,041
Reconstituído	-	-	0,376	0,049

No solo indeformado pode-se identificar uma correspondência entre a tensão de plastificação mostrada na Tabela 52 e um incremento da deformabilidade sob tensão semelhante. Isto é melhor visualizado por meio da Figura 104 ao se comparar a curva com as projeções de deformação (linhas pontilhadas).

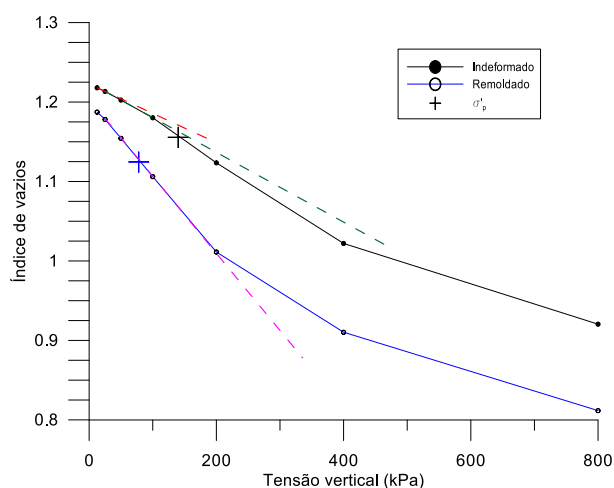


Figura 104: Indicação da existência de tensão de pré-adensamento virtual no solo GrLt.

No entanto, este incremento não se dá apenas no intervalo de tensões correspondente à tensão de plastificação, mas ao longo de toda a fase inicial do ensaio. Verdadeiramente são observados dois pontos mais claros de inflexão: um quando a tensão é elevada de 50 para 100 kPa, e um segundo quando do incremento de 100 para 200 kPa. Esta tendência se mantém até que a tensão ultrapasse 400 kPa, quando então o material volta a enrijecer.

Assim sendo, constata-se que a tensão de plastificação aponta para um efetivo relaxamento da rigidez do solo, mas que ocorre sob a ação de um intervalo muito maior de tensões do que a própria tensão de plastificação. A tensão de plastificação aponta somente para o nível de tensão onde ocorre a degradação mais significativa (vide Figura 104), apesar de o processo iniciar-se já sob tensões mais baixas. Este aumento da deformabilidade é causado pela degradação estrutural do solo GrLt, sendo muito importante o papel das concreções e dos macroporos gerados pela lateritização. Na medida em que as tensões são elevadas ocorre progressiva degradação das concreções e rearranjo de grumos.

Com relação ao solo remoldado, a determinação da tensão de plastificação aponta para um valor da ordem de 78 kPa. Ao se analisar a Figura 104, conclui-se que não ocorre redução da rigidez nesse nível de tensão, mas sim um enrijecimento contínuo do mesmo, desde o início do ensaio. Este resultado é consonante com Wesley (1990), que critica a aplicação de métodos para estimativa de tensão de pré-adensamento em solos sedimentares argilosos a solos residuais.

Apesar de encontrarem-se inicialmente sob índices de vazios semelhantes, o solo indeformado e remoldado apresentaram comportamento bastante divergente. Nestes resultados fica evidente

que as feições estruturais desempenham papel fundamental no comportamento deste material, sobrepujando a influência da porosidade inicial.

O solo reconstituído sofre constante enrijecimento com o aumento da tensão, sendo o índice de vazios final, para uma tensão de 800 kPa, inferior ao atingido pelo solo indeformado, diferentemente dos demais materiais investigados.

Os valores de  $c_c$  são bastante próximos para o solo em condição indeformada e remoldada, enquanto que para o material reconstituído mostra-se levemente superior. Estes valores são indicativos do quase paralelismo entre as curvas de compressibilidade no trecho referente a tensões superiores a 200 kPa.

De maneira a analisar a rigidez apresentada pelo solo GrLt, a Figura 105 apresenta os módulos oedométricos em função das tensões verticais aplicadas ao longo dos ensaios.

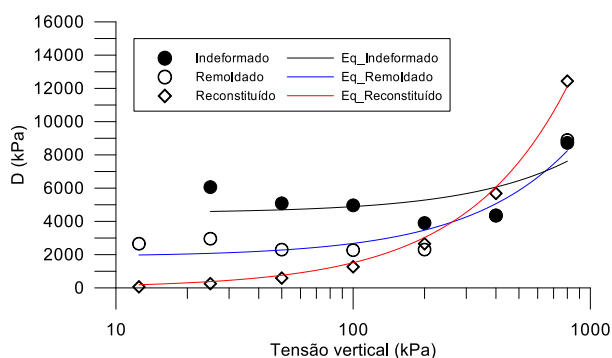


Figura 105: Variação de D com a tensão vertical para o solo GrLt.

As tendências de deformação apresentadas nas curvas de compressibilidade são corroboradas pelas variações de módulo oedométrico. Em condição indeformada o solo apresenta contínua redução da rigidez, até tensões da ordem de 200 kPa. Enquanto que entre 25 e 100 kPa a redução de D é suave, o incremento de carga de 200 kPa impõe uma redução mais significativa deste parâmetro. Esta redução coincide com o intervalo de tensões em que se localiza a tensão de plastificação calculada. A partir de 200 kPa passa a haver incremento do módulo oedométrico, elevando-se substancialmente ao atingir 800 kPa de tensão vertical.

Estes dados ilustram a contínua degradação estrutural do solo com o aumento das tensões. Sob certo nível de tensão, representado pela tensão de plastificação, há um colapso mais significativo da estrutura, que implica em maior redução de vazios. A partir desta redução de



vazios o solo passa a se tornar menos deformável, já que a maior compacidade compensa a degradação estrutural, elevando a rigidez.

No caso do solo remoldado a rigidez para os primeiros níveis de tensão é sempre inferior ao solo indeformado, dada a degradação imposta à estrutura pela preparação do corpo de prova. Os níveis de  $D$  pouco variam até que se atinja 200 kPa de tensão normal, registrando-se apenas uma pequena redução entre 25 e 50 kPa. A partir de 400 kPa o módulo oedométrico do solo remoldado é igual ao do solo indeformado, mostrando que o arranjo macroestrutural do solo indeformado, inerente à condição natural, foi perdido, fazendo o mesmo se comportar, quanto à rigidez, como o solo remoldado. Assim, pode-se afirmar que a remoldagem elimina parte das características lateríticas deste solo, aproximando seu comportamento, ao menos em termos de rigidez, ao dos solos saprolíticos.

No caso do solo reconstituído, no qual assume-se completa desestruturação do solo, o aumento de módulo é contínuo. Sob baixas tensões o módulo tende a zero, enquanto que sob 800 kPa de confinamento o módulo é superior ao solo indeformado e remoldado. Isto se deve à possibilidade de um melhor arranjo entre partículas sob baixas tensões, visto a ausência de concreções que poderiam dificultar o deslocamento das partículas, e ao elevado índice de vazios que confere maior mobilidade as mesmas. Assim como para o solo GrBt, o alto índice de vazios inicial do corpo de prova reconstituído impõe  $D$  tendendo a zero para 12,5 kPa.

Entre 200 e 400 kPa há uma proximidade acentuada entre os valores de módulo obtidos para os três corpos de prova ensaiados, corroborando o paralelismo exibido pelas curvas de compressibilidade.

A Figura 105a apresenta as linhas obtidas do ajuste de uma equação de primeiro grau (Fórmula 24) aos dados obtidos experimentalmente. Os coeficientes de ajuste destas equações são mostrados na Tabela 53.

Tabela 53: Coeficientes das correlações entre  $\sigma'_v$  e  $D$  para o solo GrLt.

Condição	a	b (kPa)	R <sup>2</sup>
Indeformada	3,904	4501,2	0,44
Remoldada	7,964	1879,1	0,89
Reconstituída	15,160	0	1,00

O modelo linear utilizado para expressar a variação de  $D$  com o acréscimo de tensões não pode ser empregado para descrever o comportamento do solo indeformado, uma vez que o material

sofre um processo claro de redução de rigidez. Ainda assim, a referida tendência foi plotada na Figura 105a, de maneira a mostrar que tal correlação é inapta (vide também o valor de  $R^2$ ). Para o material em condição remoldada, e principalmente reconstituída, o modelo se aplica, devendo-se fazer a ressalva de que o mesmo subestima os módulos para o solo remoldado sob baixas tensões.

Na Figura 106 apresenta-se, para o solo GrLt indeformado, a razão entre a variação de altura do solo sob adensamento virtual ( $\Delta h_{vs}$ ) e a variação total de altura ( $\Delta h_t$ ) sofrida em cada estágio de carregamento.

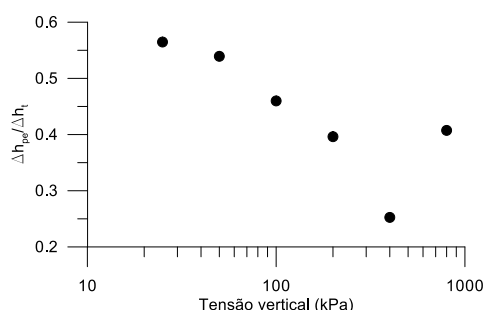


Figura 106: Variação de altura total e por adensamento virtual (solo GrLt indeformado).

Por conta da natureza concrecionada deste solo, sob baixas tensões a parcela de deformação correspondente ao adensamento virtual é maior que para os demais solos investigados. Tendo em vista a maior rigidez inicial, a estrutura é capaz de suportar inicialmente boa parte do carregamento, mas sua relaxação acaba contribuindo para uma deformação mais significativa a longo prazo. Este caso é um exemplo de deformação lentas em um processo tipo *creep*.

Na medida em que as tensões são elevadas a estrutura do solo é menos capaz de suportar as cargas e assim a parcela de deformações rápidas é maior que no início do ensaio. Boa parte da dissipação das poropressões ocorre através dos espaços entre grumos (macroporos). Quando sob 800 kPa os macroporos encontram-se muito diminuídos, e assim as deformações não imediatas passam a corresponder a uma parcela maior do recalque total ocorrido.

O desenvolvimento dos recalques ao longo do tempo do solo indeformado é mostrado na Figura 107a. Na Figura 107b apresenta-se a variação de altura do corpo de prova, causada por adensamento virtual, com relação à altura assumida pelo mesmo logo após a aplicação de cada carregamento.

Na Figura 107a é possível observar que, sob tensão de 200 kPa ou maiores, as deformações lentas são mais significativas. Já a Figura 107b mostra que a magnitude dos recalques por adensamento virtual é mais importante quando sob tensões de 200 e 800 kPa. No entanto, sob 200 kPa, a tendência de deformação é praticamente única, ao passo que sob 800 kPa a deformação ocorre sob duas taxas distintas. As deformações lentas ocorridas sob 400 kPa são muito similares às medidas sob 200 kPa, mas a representatividade da deformação lenta perante a deformação total é bastante reduzida.

Em todos os níveis de carregamento é possível constatar a ocorrência de *creep*, sendo que a tendência de deformação é tanto maior quanto mais elevada a tensão vertical. Apesar do formato exibido pela curva referente à tensão de 800 kPa na Figura 107a, não é possível o cálculo confiável de cv.

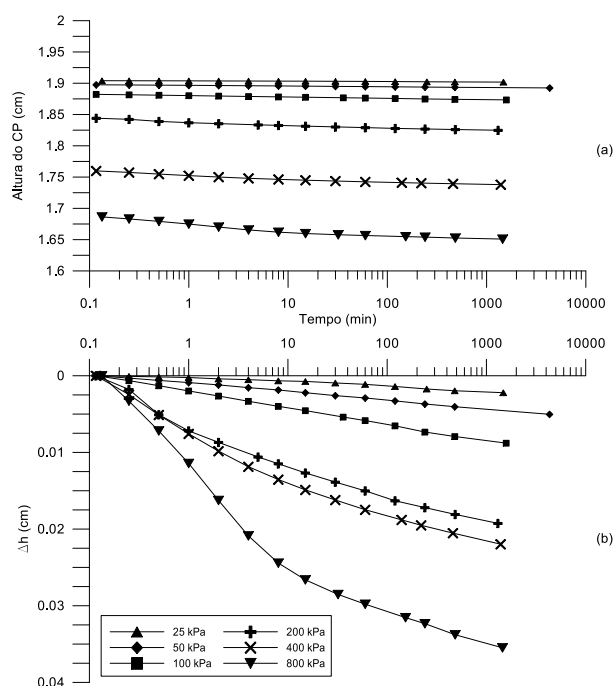


Figura 107: Variação de altura do corpo de prova indeformado em compressão confinada (GrLt).

De forma a concluir a apresentação dos resultados de compressão confinada, a Figura 108 mostra conjuntamente as curvas de compressibilidade referentes aos corpos de prova indeformados dos quatro solos investigados. A Figura 108a mostra os resultados da forma tradicionalmente empregada. Na Figura 108b as curvas são mostradas com o índice de vazios

normalizado com base no índice de vazios inicial dos corpos de prova. Já as Figura 108c e d mostram os dados das Figura 108a e b com as tensões em escala linear.

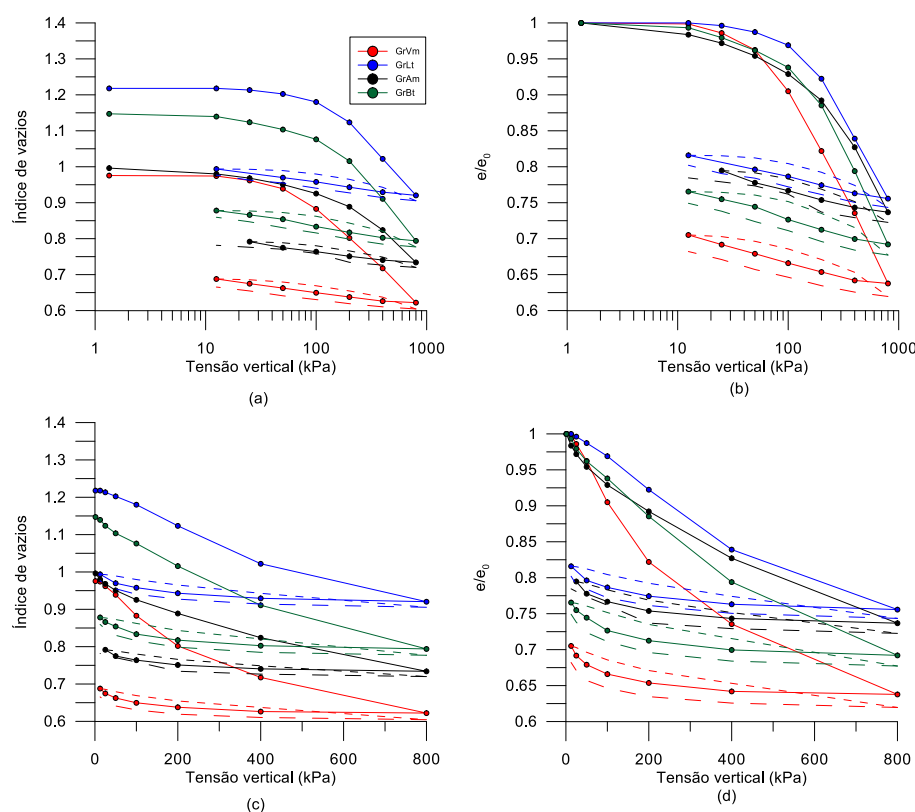


Figura 108: Curvas tensão *versus* índice de vazios e índice de vazios normalizado.

A partir da Figura 108 ficam claras as diferenças de comportamento relacionadas à rigidez exibidas pelos solos estudados quando sob compressão confinada. Dentre todos os solos investigados, o GrAm foi o único a exibir contínuo enrijecimento ao longo de todo o ensaio. O solo GrVm exibe estrutura fortemente deformável apesar do índice de vazios inicial mais reduzido que os solos GrBt e GrLt, e semelhante ao do solo GrAm, como mostram as Figura 108a e c.

Comparando o comportamento dos solos GrVm e GrAm, constata-se que a partir de 50 kPa de tensão vertical o solo GrVm sofre deformações muito mais expressivas, evidenciando que as ligações entre partículas são pouco desenvolvidas. Neste solo, por conta da granulometria, as tensões nos contatos entre partículas tendem a ser mais altas, o que aliado à incipiente cimentação dificulta a estabilidade da estrutura sob cargas elevadas.

Comparando os solos GrAm e GrBt, materiais de mesma granulometria, verifica-se o solo GrBt mais deformável, o que se deve ao índice de vazios mais elevado e à menor rigidez da matriz fina. Cabe destacar, no entanto, que mesmo mais poroso, as deformações por adensamento virtual são mais importantes no solo GrBt que no solo GrAm. Esta diferença é atribuída à menor permeabilidade, que é reflexo da presença de biotita, sobretudo quando os cristais são degradados e partículas lamelares são formadas.

Quando as curvas são tratadas de forma normalizada fica mais evidente a rigidez dos materiais. A distância entre as curvas mostra a importância da estrutura ao comportamento destes solos sob carregamento oedométrico. Constata-se o caráter estruturado do solo GrLt, ao sofrer deformações proporcionalmente menores que os demais, e manter índices de vazios mais elevados.

A Figura 109 mostra a variação de índice de vazios *versus* tensão nos quatro solos, de forma a avaliar a influência da porosidade índice sobre a magnitude da deformação sofrida.

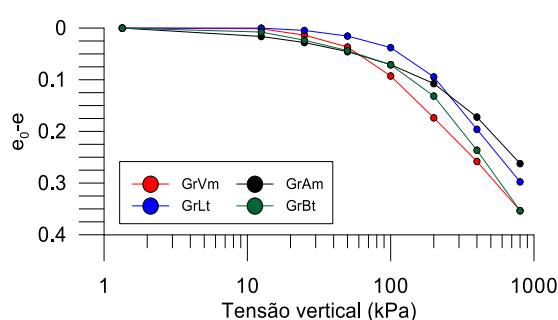


Figura 109: Curvas de variação do índice de vazios *versus* tensão.

Nesta, observa-se a deformação expressivamente menor sofrida pelo solo GrAm frente ao GrVm, apesar de apresentarem índices de vazios idênticos. Este fato fortalece a ideia já exposta de que a estrutura, antes da porosidade, é agente controlador do comportamento dos materiais.

Os solos GrVm e GrBt tem redução de índice de vazios de mesma magnitude, embora apresentem índices de vazios iniciais distintos. A diferença entre as curvas dos solos GrBt e GrVm indica a ação da estruturação nestes materiais. De interesse é o fato de o solo GrBt ser capaz de manter porosidades maiores que o solo GrVm, sob mesmas tensões, ao menos até a tensão de plastificação.

A Figura 109 torna possível também identificar, para o solo GrLt, a correspondência entre a tensão de plastificação e mudança de comportamento do material quando a mesma é atingida. O referido solo mostra-se muito pouco deformável até tensões inferiores à  $\sigma'_{vp}=140$  kPa, apesar do índice de vazios mais elevado que os demais materiais. Ultrapassada esta tensão, o material passa a exibir maior deformação, e o solo GrAm, por comparação, é capaz de manter, sob mesmas tensões, maior porosidade.

A Figura 110 apresenta os módulos oedométricos obtidos nos ensaios em corpos de prova indeformados, referentes aos quatro materiais investigados.

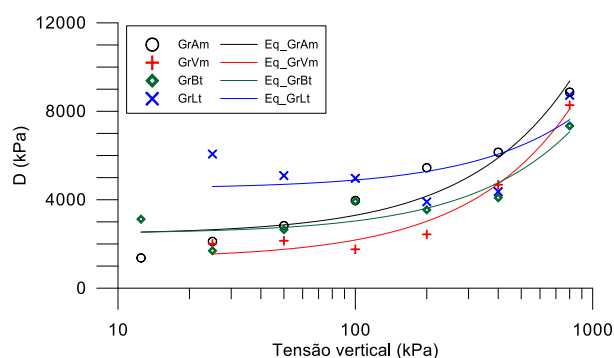


Figura 110: Variação de D com a tensão vertical para os solos investigados.

Como corroborado pelas curvas de compressibilidade, para baixas tensões o solo GrLt é o mais rígido entre todos os investigados. Contudo, o módulo é reduzido continuamente, aproximando-se da rigidez exibida pelo solo GrBt sob 200 kPa, e do GrBt e GrVm sob 400 kPa. Entre 25 e 100 kPa os solos GrAm e GrBt apresentam módulos praticamente idênticos, mas que divergem quando a tensão atinge 200 kPa. Sob 800 kPa de carga os módulos, independentemente do material, tendem a atingir valores no intervalo entre 7 e 9 MPa, porque a ação da estrutura é minimizada. O solo GrBt, com elevado índice de vazios inicial, apresenta, sob 800 kPa, módulo correspondente ao limite inferior do intervalo.

Finalmente, os dados de compressibilidade obtidos neste trabalho são comparados com parte dos dados obtidos por Higashi (2006) e Beviláqua (2004), também relativos a solos residuais de granito. A Figura 111 apresenta as curvas de compressibilidade obtidas pelos autores supracitados juntamente com aquelas oriundas desta pesquisa.

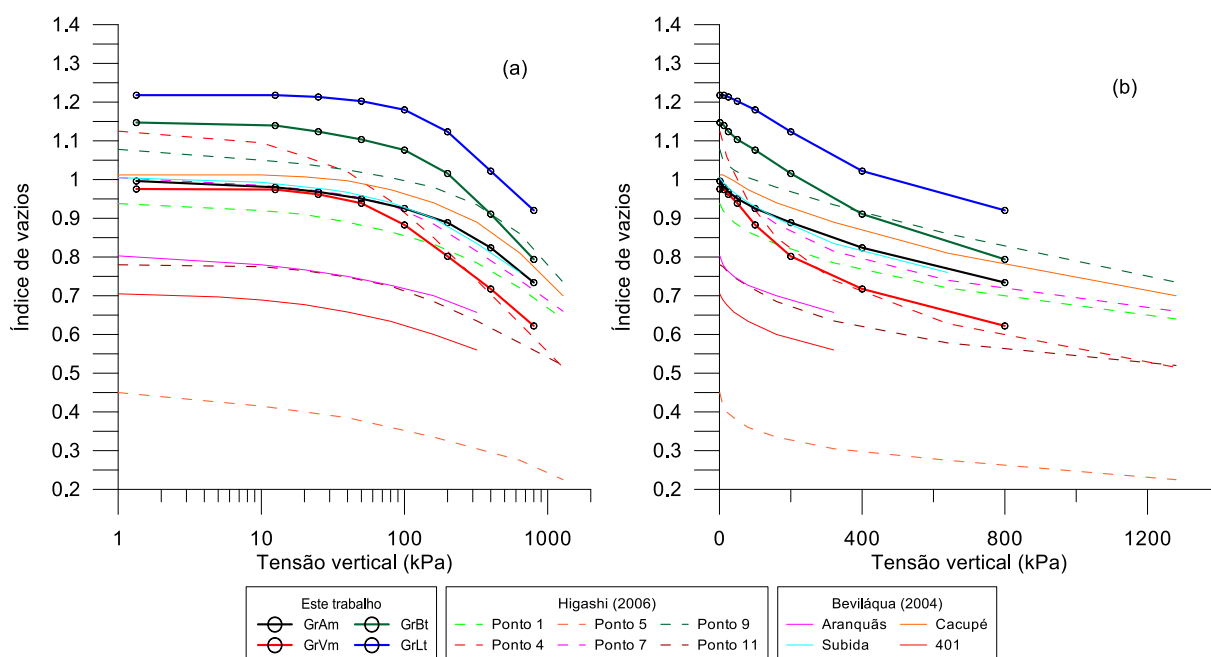


Figura 111: Compressibilidade dos solos estudados nesta tese e por Higashi (2006) e Beviláqua (2004),

Os solos estudados neste trabalho apresentam comportamento similar a boa parte dos materiais estudados pelos autores referenciados. Exceção ao solo GrLt, de natureza laterítica, que se mostra diferente dos demais. De maneira geral, a maior parte dos solos apresenta índice de vazios inicial entre 1,23 e 0,95. Cabe destacar o índice de vazios inicial do solo GrBt, o qual é o maior, em se tratando de solos saprolíticos, dentre os resultados mostrados.

É possível constatar também que não há uma NCL única para os diferentes materiais, mas as trajetórias de deformação referentes aos solos com índice de vazios inicial entre 0,94 e 1,15 tendem a convergir em um ponto hipotético que se encontra entre 3 e 4 MPa e índice de vazios próximo a 0,55. Por outro lado, materiais como o 401 e os denominados Ponto 5 e Ponto 11, apresentam índice de vazios inicial mais baixo, e suas respectivas trajetórias não apontam para uma região de convergência que possa ser razoavelmente inferida.

Os solos denominados Subida e GrAm exibiram comportamento idêntico ao longo do ensaio. Contudo, Beviláqua (2004) registrou tensão de plastificação da ordem de 96 kPa, sendo que o solo Subida, assim como o GrAm não apresentam efetivo aumento da taxa compressibilidade em fase alguma do ciclo de carregamento. Da mesma forma, o solo Ponto 7 também exibiu comportamento aproximado ao verificado no solo GrAm, tendo o autor definido  $\sigma'_{vp}=78$  kPa. Tal nível de tensão não corresponde à ocorrência de aumento da taxa de compressibilidade durante o carregamento deste solo.

Dentre os materiais investigados por Beviláqua (2004) apenas o solo Cacupé mostrou redução da rigidez ao longo do ensaio, e ainda assim, pouco expressiva. Isto se deu quando a tensão variou de 40 para 80 kPa. Contudo, a tensão de plastificação citada pela autora para o referido material é da ordem de 280 kPa. Sob tal nível de tensão a análise da curva de compressibilidade em escala linear não dá mostras de qualquer incremento na taxa de deformação.

Na Figura 112 as curvas de compressibilidade são mostradas com o índice de vazios normalizado em função do índice de vazios inicial. Nesta, verifica-se que a maior parte dos solos segue uma tendência razoavelmente bem definida, inclusive os solos investigados nesta tese. O solo GrLt constitui o limite superior da faixa de variação, dada sua natureza distinta. A maior parte das curvas tende a convergir em um ponto que localiza-se em torno de 1,6 MPa e  $e/e_0$  da ordem de 0,65. As curvas concentradas na porção superior do gráfico têm formato praticamente bi-linear (assumindo o eixo das tensões em escala logarítmica).

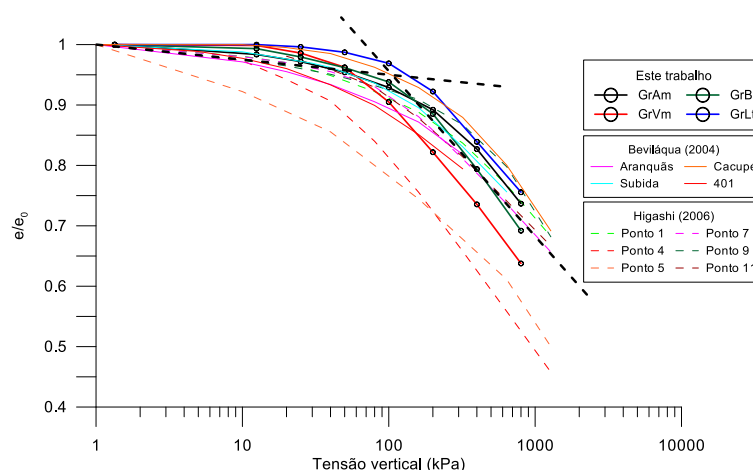


Figura 112: Curvas  $\sigma_v \times e/e_0$

Assim, para alguns dos solos residuais de granito que ocorrem no território catarinense é possível estabelecer razoáveis relações entre tensão e índice de vazios normalizado (linhas pontilhadas na Figura 112). Para tensões inferiores a 100 kPa a relação é dada pela Fórmula 25 e para tensões superiores a 100 kPa através da Fórmula 26, com  $\sigma'_v$  em kPa.

$$\frac{e}{e_0} = \frac{-0,011 \cdot \ln(\sigma'_v) + 1}{1 \text{ kPa}} \quad \text{Fórmula 25}$$

$$\frac{e}{e_0} = \frac{-0,117 \cdot \ln(\sigma'_v) + 1,49}{1 \text{ kPa}} \quad \text{Fórmula 26}$$



A Figura 113 apresenta os módulos oedométricos dos solos estudados nesta tese comparados com os obtidos por meio dos dados de Higashi (2006) e Beviláqua (2004).

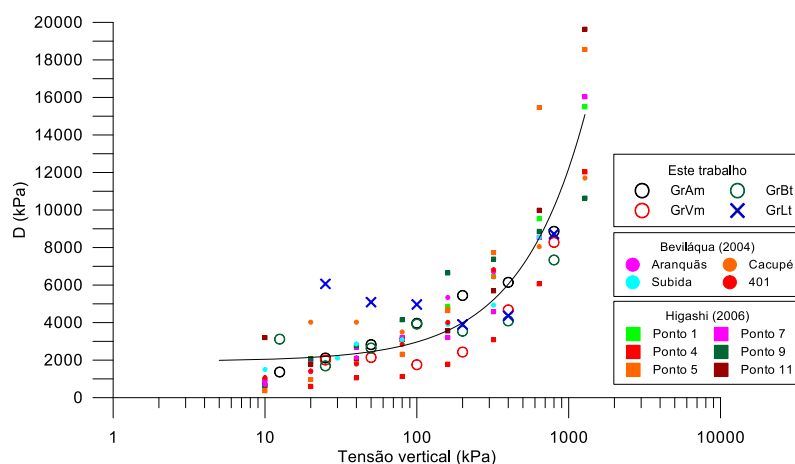


Figura 113: Módulos oedométricos dos solos estudados nesta tese, por Higashi (2006) e Beviláqua (2004).

Os módulos oedométricos obtidos na presente tese são bastante consonantes com aqueles calculados a partir dos resultados das pesquisas de Higashi (2006) e Beviláqua (2004). A dispersão dos dados é mais expressiva quando sob tensões elevadas. Todavia, no intervalo de 10 a 800 kPa há boa relação entre os resultados apresentados. A Figura 113 também torna clara a tendência diferenciada de variação de módulo oedométrico para o solo GrLt com relação aos demais. Para o solo GrLt há uma fase inicial de degradação do módulo, que se estende a tensões normais de até 200 kPa.

Para os solos residuais de granito analisados, há uma tendência de variação entre tensão vertical e módulo oedométrico razoavelmente bem definida. A curva plotada na Figura 113 diz respeito a um ajuste que engloba os dados referentes aos solos constantes na legenda, excetuando-se os dados do solo GrLt. O modelo linear representado pela curva é expresso na Fórmula 27 e tem coeficiente de regressão ( $R^2$ ) da ordem de 0,84.

$$D \text{ (kPa)} = 10,27 \cdot \sigma'_v + 1937,76$$

Fórmula 27

O intercepto que ocorre na equação mostra que mesmo sob tensão nula há um módulo elástico para solos saprolíticos de granito. Este pode ser atribuído à rigidez oferecida pela estrutura inerente ao material, que também se manifesta sob a forma de coesão.

## 6.5. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

### 6.5.1. Ensaios Triaxiais

Os solos residuais de granito (GrAm, GrVm e GrBt) e o solo de granito em processo de lateritização (GrLt) foram submetidos a ensaios triaxiais CID convencionais, tendo sido empregados corpos de prova indeformados e remoldados, conforme detalhado no Capítulo 4.

Os índices físicos dos corpos de prova triaxiais do solo GrAm são apresentados na Tabela 54.

Tabela 54: Índices físicos dos corpos de prova do solo GrAm submetidos a ensaios triaxiais.

Condição	Pré-ensaio				Pós-ensaio			
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	e	Sr (%)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	e	Sr (%)
Indeformado								
50 kPa	17,88	31,2	0,93	88,5	18,08	35,3	0,93	100
100 kPa	18,05	30,9	0,90	89,7	18,30	33,3	0,88	100
200 kPa	17,12	26,7	0,94	74,4	18,60	30,9	0,81	100
Remoldado								
50 kPa	17,47	29,7	0,95	82,1	18,30	33,4	0,88	100
100 kPa	17,51	30,9	0,96	84,3	18,38	32,7	0,86	100
200 kPa	17,70	31,4	0,95	86,9	18,62	30,8	0,81	100

As curvas de deformação axial x tensão desvio, deformação axial x deformação volumétrica e deformação axial x tensão desvio normalizada ( $\sigma_d/\sigma_3$ ) são apresentadas na Figura 114. Também são mostradas as trajetórias de tensões seguidas nos ensaios, bem como as linhas  $k_f$  obtidas para condição de pico. Na Tabela 55 são apresentados os parâmetros de resistência ao cisalhamento oriundos destes ensaios, sendo que no caso do estado crítico são apresentados parâmetros obtidos para o melhor ajuste da equação e para intercepto coesivo nulo.

A partir da Figura 114 destaca-se inicialmente a diferença de comportamento em condição indeformada e remoldada, mesmo sob índices físicos iniciais semelhantes. Esta diferença de comportamento é reflexo da estrutura do solo GrAm quando em condição indeformada.

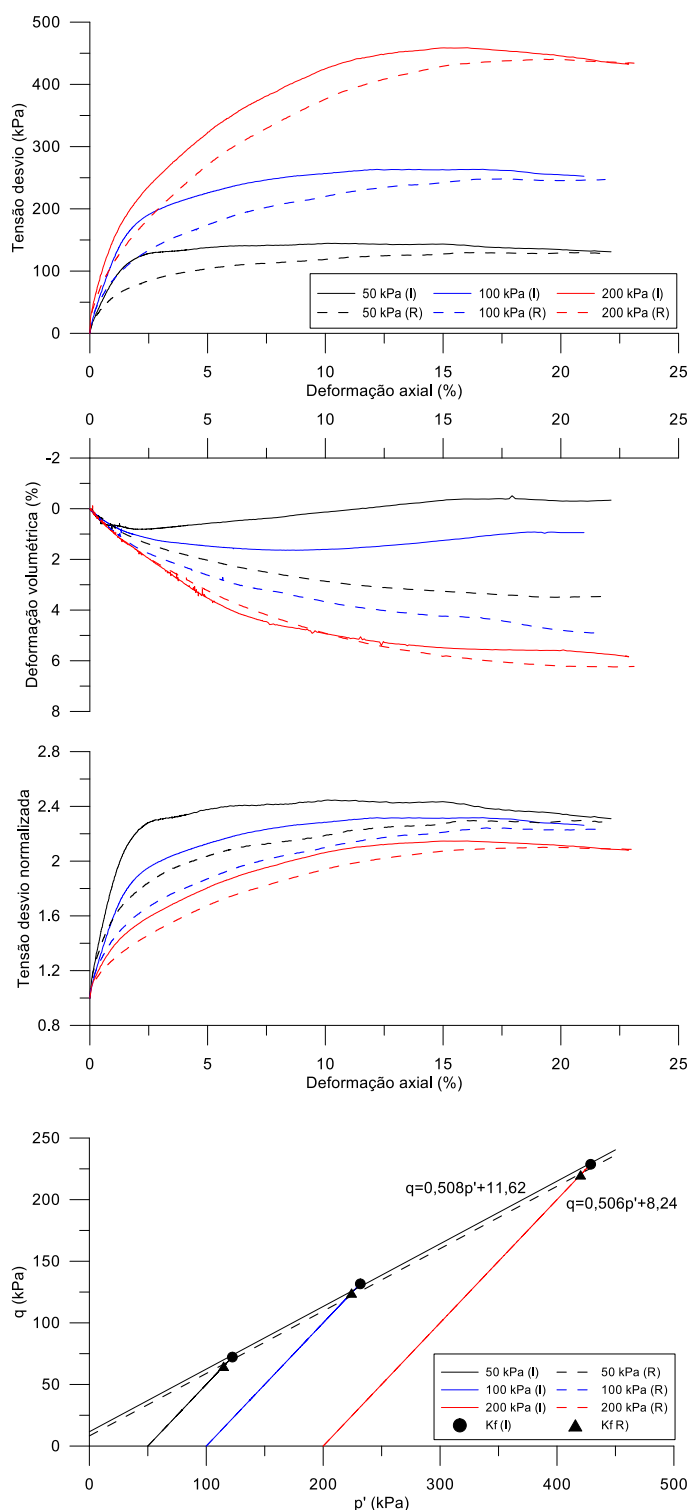


Figura 114: Resultados dos ensaios triaxiais para o solo GrAm.

O solo indeformado mostra-se mais rígido que o solo remoldado, apresentando inclusive leves picos de resistência, que são mais visíveis sob tensão confinante de 100 e 200 kPa. Posteriormente, ao atingir o estado crítico, as curvas convergem, o que resulta em parâmetros de resistência ao cisalhamento em estado crítico semelhantes para o solo indeformado e

remoldado. Em pico os ângulos de atrito são praticamente iguais, e os interceptos coesivos são apenas levemente diferentes.

Tabela 55: Parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo GrAm.

	Pico		Estado crítico		Estado crítico, $c'=0$	
	$\varphi'$ (°)	$c'$ (kPa)	$\varphi'$ (°)	$c'$ (kPa)	$\varphi'$ (°)	$c'$ (kPa)
Indeformado	30,5	13,5	30,7	11,0	32,7	0
Remoldado	30,4	9,6	30,1	9,9	32,0	0

O intercepto coesivo obtido nos ensaios no solo indeformado pode ser relacionado à coesão de fato. No entanto, verificou-se o surgimento de um intercepto coesivo na envoltória do solo remoldado, assim como nos ensaios em solo indeformado e remoldado quando o estado crítico foi atingido. Nestas situações o surgimento de um intercepto é assumido como resultado do simples ajuste matemático da envoltória, não se atribuindo sentido físico ao mesmo. O ângulo de atrito, por sua vez, permaneceu praticamente inalterado. Valores mais elevados foram obtidos quando foram ajustadas envoltórias com intercepto nulo, para estado crítico.

Com relação às variações volumétricas, constata-se que sob  $\sigma_3=50$  e 100 kPa o solo GrAm indeformado exibe um comportamento inicialmente contrátil, para posteriormente sofrer dilatação. Sob 200 kPa de confinamento a variação volumétrica restringe-se à contração. A forma com que se desenvolvem as curvas tensão x deformação e as variações volumétricas do solo GrAm remetem a um comportamento similar ao de solos pré-adensados. No caso do material remoldado as variações volumétricas ocorreram de forma estritamente contrativa, com magnitude proporcional às tensões confinantes. A existência de curvas de variação volumétrica distintas para cada tensão confinante empregada, destoa, por exemplo, do que ocorre em argilas normalmente adensadas.

As curvas  $\sigma_d/\sigma_3$  x deformação axial colaboram com a análise da influência das tensões confinantes no comportamento do solo. Tanto em condição indeformada quanto em condição remoldada percebe-se que os resultados dos ensaios não convergem quando normalizados, o que se deve à influência de demais fatores além da tensão de confinamento, como índice de vazios e estruturação. No solo indeformado a não normalização das curvas pode ser atribuída a ação da estrutura. No que se refere ao solo remoldado, verificam-se curvas de formato semelhante, mas não normalizáveis. Assim, sugere-se que a degradação estrutural promovida

durante a preparação dos corpos de prova remoldados não é suficiente para eliminar os efeitos da estrutura no comportamento do solo.

Sobre os aspectos estruturais deste solo, é possível verificar que as curvas tensão x deformação axial e variação volumétrica x deformação axial do solo indeformado tendem a se tornar mais próximas às do material remoldado na medida em que são maiores as tensões confinantes. Isto porque a degradação estrutural por conta da consolidação é tanto maior quanto maior a tensão de confinamento. Outra razão para tal está no fato de que, na medida em que o confinamento se eleva, a resistência ao cisalhamento se torna muito mais dependente da parcela friccional do que da parcela coesiva, sendo esta última um importante componente estrutural.

De interesse também é avaliar o comportamento do solo GrAm com relação à rigidez, o que pode ser expresso por meio dos módulos de deformação tangentes, mostrados na Figura 115. Por conta de limitações do equipamento não foram obtidos valores confiáveis para módulos a pequenas deformações, e mesmo no intervalo mostrado, deve-se tratar os valores com cautela.

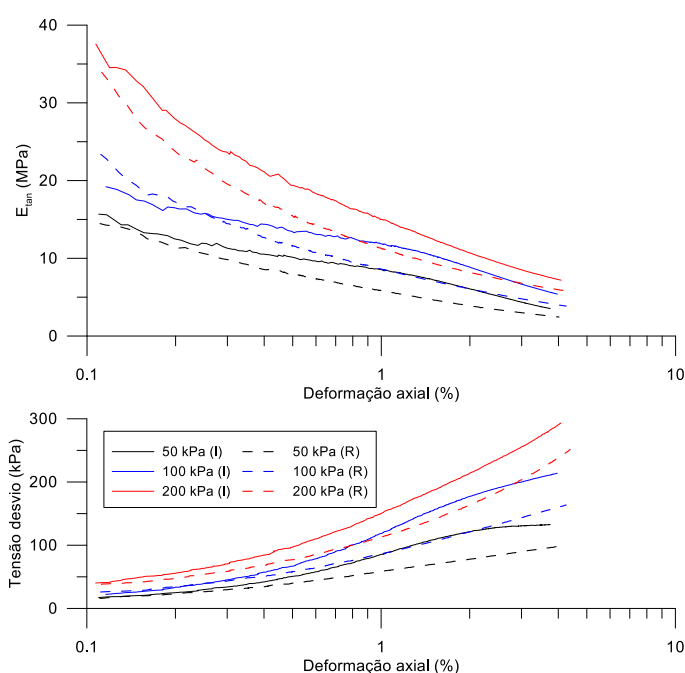


Figura 115: Módulos de deformação do solo GrAm obtidos em ensaios triaxiais.

O solo indeformado mostra-se mais rígido que o solo remoldado, embora sob deformações menores a diferença seja menos expressiva. No entanto, o comportamento em termos de rigidez parece ser antes função da tensão confinante do que da presença de estruturação, visto que as

curvas são agrupadas em função do nível de confinamento. Quando a deformação axial ultrapassa 2% a diferença nos módulos obtidos sob diferentes confinamentos torna-se bastante pequena e a condição inicial de integridade estrutural pouco influencia estes resultados

A variação do índice de vazios ocorrida durante o cisalhamento dos corpos de prova é expressa por meio das trajetórias de tensão e das linhas de estado crítico (CSL), mostradas na Figura 116 em um espaço  $p' \times e$ , onde  $p' = 1/3(\sigma_1 + 2\sigma_3)$ .

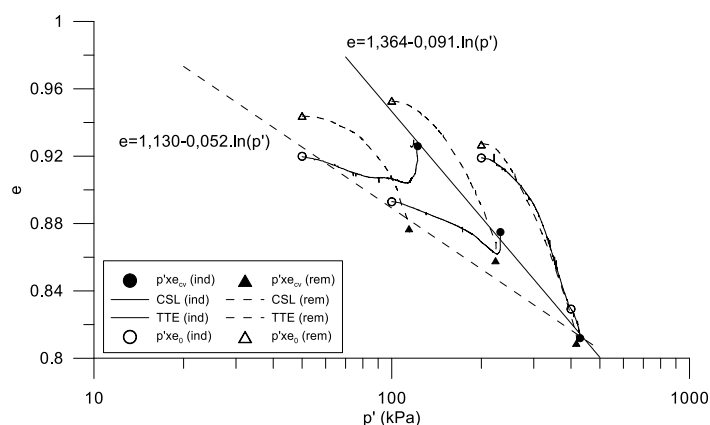


Figura 116: Trajetórias de  $e \times p'$  e CSL (indeformado e remoldado) do solo GrAm.

Verifica-se que as CSL ajustadas não são paralelas, mas tendem a convergir quando  $p'$  ultrapassa 400 kPa, mostrando que na medida em que as tensões relacionadas ao problema se elevam o comportamento do solo indeformado e remoldado tendem a se assemelhar. Resultados semelhantes foram apresentados por Ng *et al.* (2004). Os interceptos das CSL indicam que o solo indeformado sustenta maior porosidade sob baixas tensões que o solo remoldado, o que se deve a ação da estrutura.

No início do ensaio os corpos de prova remoldados localizavam-se todos do lado direito da CSL, denotando um comportamento do tipo contrativo. As trajetórias de redução de vazios seguidas ao longo do cisalhamento se mostraram muito similares. No caso do solo indeformado os corpos de prova submetidos a confinamentos de 50 e 100 kPa apresentaram comportamento dilatante ao final do ensaio, visto seu posicionamento à esquerda da CSL. O corpo de prova ensaiado sob 200 kPa de confinamento, por sua vez, apresentou comportamento contrativo, com trajetória de variação do índice de vazios muito similar à observada no ensaio em corpo de prova remoldado.

Esta trajetória de variação de vazios ratifica o comportamento indicado pelas CSL, mostrando que sob elevados níveis de tensão confinante as condições estruturais do solo GrAm pouco interferem no comportamento do mesmo sob cisalhamento. Ressalta-se que há diferença no que diz respeito à rigidez do solo no início do ensaio (maior no caso indeformado), expressa pelo módulo E, mas que sob baixas deformações não se manifesta.

Os índices físicos dos corpos de prova triaxiais do solo GrVm são apresentados na Tabela 56.

Tabela 56: Índices físicos dos corpos de prova do solo GrVm submetidos a ensaios triaxiais.

Condição	Pré-ensaio				Pós-ensaio			
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	e	Sr (%)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	e	Sr (%)
Indeformado								
50 kPa	16,84	21,7	0,92	62,8	18,34	33,9	0,90	100
100 kPa	16,94	23,7	0,94	67,1	18,59	31,8	0,84	100
200 kPa	17,20	23,1	0,90	68,3	19,07	28,2	0,75	100
Remoldado								
50 kPa	16,44	22,3	0,94	60,8	18,55	32,1	0,85	100
100 kPa	16,83	22,1	0,92	63,4	18,90	29,5	0,78	100
200 kPa	17,28	22,8	0,88	68,3	19,33	26,4	0,70	100

Na Figura 117 são apresentadas as curvas obtidas nos ensaios triaxiais no solo GrVm. Na Tabela 57 são mostrados os parâmetros de resistência ao cisalhamento oriundos destes ensaios.

As curvas mostram que o comportamento do solo GrVm depende de maneira expressiva das condições estruturais iniciais quando sob confinamento de 50 kPa. Por outro lado, quando sob 100 e 200 kPa de confinamento, em termos de tensões cisalhantes mobilizadas, não há significativa diferença de comportamento entre o solo indeformado e remoldado. Estes resultados corroboram a estrutura incipiente revelada nos ensaios oedométricos, de forma que o processo de consolidação sob tais níveis de tensão promove degradação da estrutura do solo indeformado de forma que aproxima o comportamento deste do exibido pelo solo remoldado. A semelhança entre as curvas tensão desvio x deformação para tensões elevadas está relacionada também à preponderância da parcela friccional (dependente do confinamento) sobre a coesão, na resistência ao cisalhamento do material.

Sob  $\sigma_3=50$  kPa a mobilização das tensões cisalhantes máximas se dá de forma mais rápida no solo indeformado, evidenciando a maior rigidez, que se manifesta mais facilmente sob baixos níveis de confinamento. No entanto, sob grandes deformações, ao atingir o estado crítico, os

níveis de tensão mobilizada nos corpos de prova indeformado são semelhantes aos mobilizados no material remoldado.

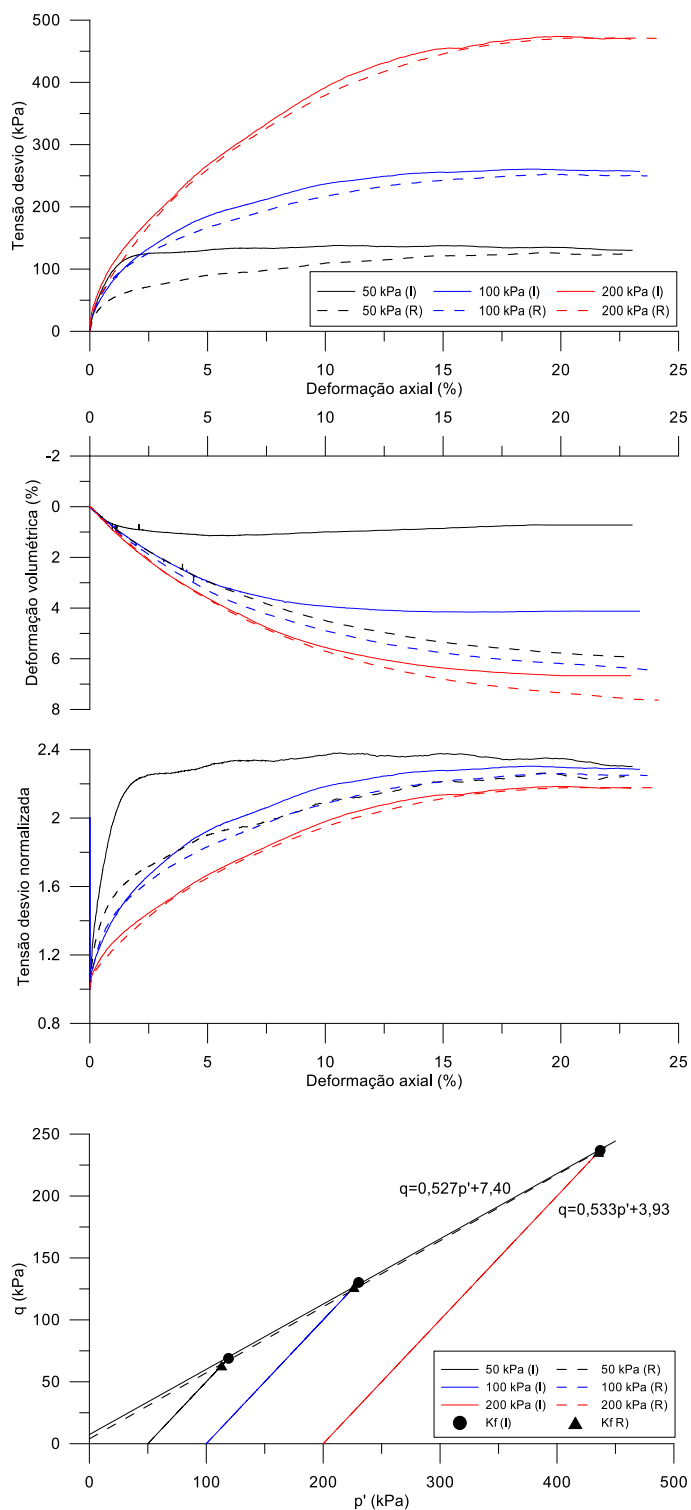


Figura 117: Resultados dos ensaios triaxiais para o solo GrVm.



Tabela 57: Parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo GrVm

	Pico		Estado crítico		Estado crítico, $c'=0$	
	$\varphi'$ (°)	$c'$ (kPa)	$\varphi'$ (°)	$c'$ (kPa)	$\varphi'$ (°)	$c'$ (kPa)
Indeformado	31,8	8,7	31,9	7,5	33,2	0
Remoldado	32,2	4,6	32,2	4,2	33,0	0

Nenhum dos ensaios executados no solo GrVm revelou picos de resistência. Assim, as tensões cisalhantes máximas tomadas para definição da resistência de pico são muito similares às aquelas adotadas para se computar a resistência em estado crítico, principalmente os ângulos de atrito.

No solo indeformado o intercepto coesivo de pico corresponde à coesão verdadeira. No que tange ao solo remoldado, tanto em pico quanto estado crítico, assim como o próprio solo indeformado em estado crítico, atribui-se os interceptos coesivos encontrados ao ajuste matemático empregado na definição das envoltórias de ruptura. Para este material, dada a natureza predominantemente arenosa, a ocorrência de dilatação poderia ser esperada, mas as curvas de variação volumétrica não indicam tal comportamento. Quando a envoltória é ajustada de forma que  $c'=0$ , tem-se ângulos de atrito superiores aos medidos no solo GrAm, o que se deve certamente à granulometria mais arenosa do solo GrVm.

A magnitude da coesão deste solo quando indeformado, e sob condição de pico, é inferior à obtida no solo GrAm. Isto é resultante da diferença na granulometria e a menor ocorrência de cimentação entre as partículas, a qual atua como elemento da estrutura.

No que diz respeito a deformação dos corpos de prova ao longo do ensaio, conforme mostra a Figura 117, a ausência de picos de resistência se reflete em comportamento predominantemente contrativo, embora sob 50 kPa o solo indeformado mostre leve dilatação após 5% de deformação. Os corpos de prova remoldados mostraram-se sempre mais deformáveis que os indeformados, mostrando a influência da estrutura nesse sentido, seja por conta da cimentação (ainda que incipiente), seja pela forma com que se arranjam as partículas (*fabric*). Também em termos de variação volumétrica a influência da estrutura original deixa de se manifestar com o aumento da tensão de confinamento, principalmente quando da ordem de 200 kPa.

Se remoldado e sob  $\sigma_3=50$  e 100 kPa as curvas de variação volumétrica são coincidentes e muito semelhantes àquela obtida quando  $\sigma_3=200$  kPa. Este fato, somado ao aspecto das curvas deformação axial x tensão desvio normalizada, também muito semelhantes, mostram que o solo GrVm, quando remoldado, tem comportamento praticamente normalizável. É importante citar o formato diferenciado da curva do solo indeformado sob  $\sigma_3=50$  kPa que serve como mostra de

que, quando sob baixo confinamento, este solo tem comportamento influenciado antes pela estrutura que pelo confinamento. Ao se elevarem as tensões há desestruturação e a tensão confinante passa a determinar a resposta do material frente à solicitação, seja indeformado ou remoldado.

Na Figura 118 apresenta-se a variação dos módulos de deformação tangentes ( $E$ ) ao longo dos ensaios triaxiais, os quais, assim como no caso do GrAm, devem servir apenas estimativas, já que medidas internas de deformações não foram efetuadas.

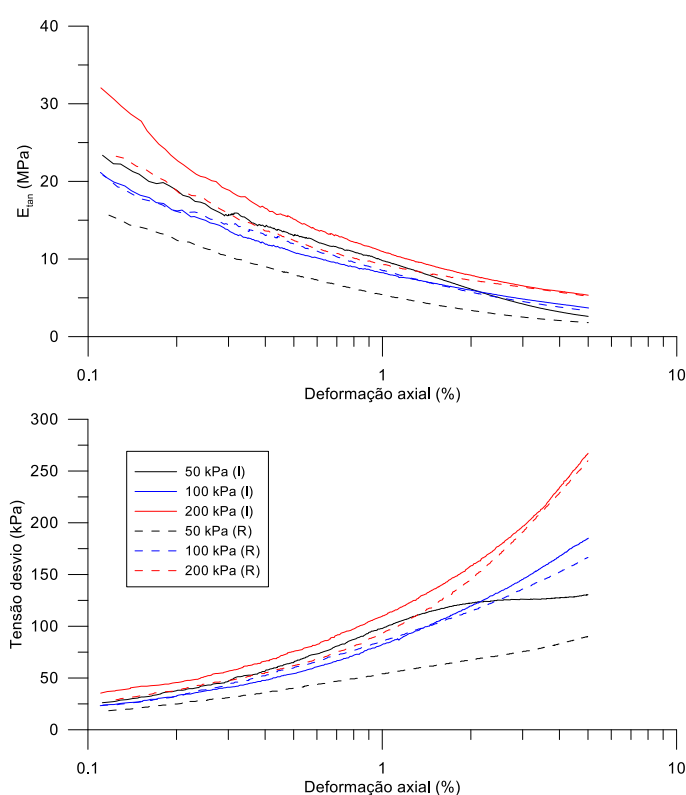


Figura 118: Módulos de deformação do solo GrVm obtidos em ensaios triaxiais.

Os módulos de deformação iniciais do solo GrVm são menos influenciados pelas condições iniciais de integridade estrutural e mais dependentes das tensões confinantes que no caso do GrAm. Entende-se que alguns aspectos estruturais são preservados após a consolidação, como a organização das partículas, assim, com exceção do ensaio sob 100 kPa de confinamento, isto confere uma rigidez maior do corpo de prova indeformado se comparado ao equivalente remoldado ensaiado sob mesma tensão confinante.

A magnitude dos módulos medidos neste solo é muito similar ao observado no solo GrAm, principalmente sob confinamento de 50 kPa e quando sob 100 e 200 kPa os módulos do solo GrVm são pouco inferiores aos daquele material. Na medida em que as deformações se acumulam, os módulos são reduzidos e as curvas referentes a todos os ensaios tendem a convergir em torno de um valor médio da ordem de 7-8 MPa.

Cabe discutir o comportamento do solo indeformado ensaiado sob 100 kPa de confinamento. Este comportamento pode ser explicado pelo índice de vazios inicial deste corpo de prova, mais elevado que os demais indeformados, refletindo-se em maior deformabilidade e consequentemente menores módulos. Como tratam-se de amostras indeformadas, apesar do cuidado para a adoção de amostras similares para todos os ensaios, tais variações são passíveis de ocorrer.

Assim como para o solo GrAm, a variação de vazios durante o cisalhamento dos corpos de prova é expressa por meio das trajetórias de tensão e das linhas de estado crítico (CSL), em um espaço  $p' \times e$ , onde  $p' = 1/3(\sigma_1 + 2\sigma_3)$ , mostradas na Figura 119.

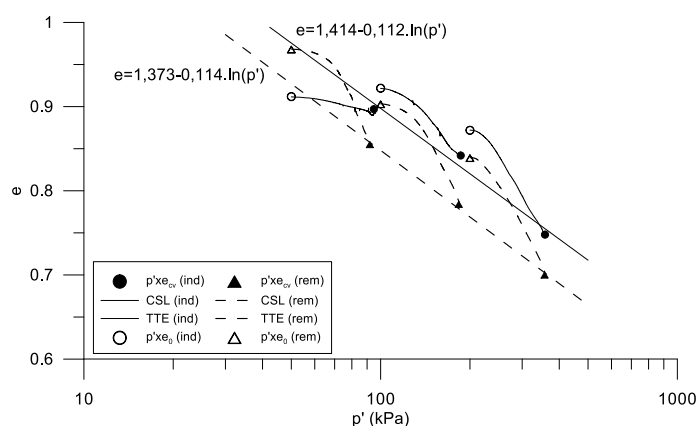


Figura 119: Trajetórias de  $e \times p'$  e CSL (indeformado e remoldado) do solo GrVm.

A Figura 119 torna evidente o comportamento tipicamente contrativo do solo remoldado sob todos os níveis de confinamento empregados. No caso do solo indeformado o mesmo se aplica, fazendo-se uma ressalva quando sob 50 kPa de confinamento, em que a variação de volume é quase nula, como já mostrado na Figura 117.

O índice de vazios atingido pelo solo quando alcança o estado crítico depende da condição inicial do corpo de prova. Assim, há uma CSL para o solo indeformado e uma outra para o solo

remoldado. Contudo, diferentemente do que ocorre no solo GrAm, em que estas CSL se interceptam sob tensões confinantes mais elevadas, neste material elas são paralelas. Este paralelismo das CSL vai de encontro aos resultados mostrados na Figura 117, no que se refere às tensões desvio, mas é coerente com o comportamento em termos de variação volumétrica.

Cabe destacar ainda que a CSL que descreve o comportamento do solo indeformado coincide com uma possível linha de compressão isotrópica (ICL) para o solo em condição remoldada. Assim, tem-se que ao final do cisalhamento, os corpos de prova indeformados atingem uma condição de organização das partículas similar à gerada após o preparo e consolidação dos corpos de prova remoldados.

A Tabela 58 mostra os índices físicos apresentados pelos corpos de prova triaxiais do solo GrBt.

Tabela 58: Índices físicos dos corpos de prova do solo GrBt submetidos a ensaios triaxiais.

Condição	Pré-ensaio				Fim do ensaio			
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	e	Sr (%)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	e	Sr (%)
Indeformado								
50 kPa	17,65	35,2	1,08	88,5	17,90	39,6	1,08	100
100 kPa	17,92	35,2	1,05	91,2	18,32	35,9	0,97	100
200 kPa	17,81	36,4	1,08	91,7	18,41	35,1	0,95	100
Remoldado								
50 kPa	17,75	33,9	1,05	87,8	18,05	38,3	1,04	100
100 kPa	17,86	33,9	1,03	88,9	18,37	35,5	0,96	100
200 kPa	17,99	33,9	1,02	90,2	18,73	32,5	0,88	100

Na Figura 120 são apresentados os resultados obtidos nos ensaios triaxiais e na Tabela 59 constam os parâmetros de resistência ao cisalhamento oriundos destes ensaios.

As curvas tensão x deformação mostradas revelam comportamentos muito semelhantes por parte do solo GrBt, quando indeformado ou remoldado. Se indeformado as tensões desvio mobilizadas no início do ensaio são levemente superiores àquelas medidas no solo remoldado. Mesmo em condição indeformada não ocorrem claros picos de tensão. No entanto, os ensaios sob 50 e 100 kPa de confinamento, mostram uma leve redução da tensão desvio após atingido um valor máximo. Isto ocorre sob 6% e 15% de deformação axial, para  $\sigma_3=50$  e 100 kPa, respectivamente.

Enquanto que sob  $\sigma_3=200$  kPa a curva tensão x deformação é suave, sob 50 kPa verifica-se uma inflexão clara (*yielding*) quando a deformação axial é pouco inferior a 2%. É interessante notar

que esta mudança de comportamento se dá não apenas no corpo de prova indeformado, mas também, embora de maneira não tão marcante, no corpo de prova remoldado. Semelhante comportamento foi também observado nos ensaios envolvendo o solo GrAm.

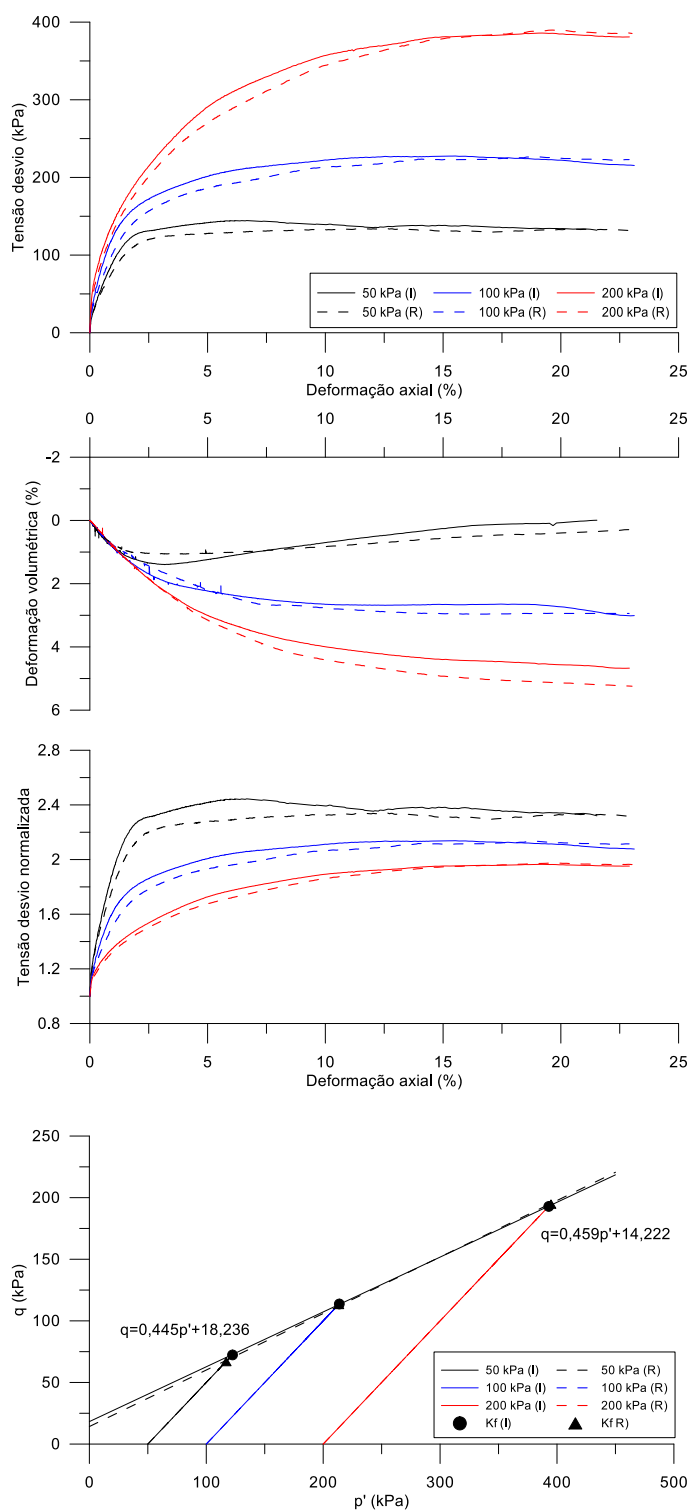


Figura 120: Resultados dos ensaios triaxiais para o solo GrBt.

Tabela 59: Parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo GrBt.

	Pico		Estado crítico		Estado crítico, $c'=0$	
	$\varphi'$ (°)	$c'$ (kPa)	$\varphi'$ (°)	$c'$ (kPa)	$\varphi'$ (°)	$c'$ (kPa)
Indeformado	26,4	20,4	26,8	16,0	30,0	0
Remoldado	27,3	16,0	27,1	16,3	30,3	0

No caso do solo indeformado a ausência de picos de resistência resulta em parâmetros de comportamento bastante similares entre pico e estado crítico. A maior diferença se dá no intercepto coesivo, motivada pela leve queda de tensão desvio ocorrida sob 50 e 100 kPa. Já com relação ao ângulo de atrito a variação é mínima. O intercepto coesivo de pico pode ser relacionado à coesão, de fato, mas em estado crítico o surgimento de um intercepto pode ser associado ao ajuste matemático da envoltória.

No que toca à resistência do solo remoldado, são obtidos iguais parâmetros de resistência, seja sob pico, seja no estado crítico. Os interceptos são iguais aos medidos nos ensaios em solo indeformado quanto atingido o estado crítico, podendo atribuí-lo também ao ajuste da envoltória de ruptura.

Ao ajustar a envoltória de ruptura de estado crítico para  $c'=0$ , tem-se ângulos de atrito cerca de 10% menores que os medidos nos solos GrAm e GrBt. O caráter menos friccional deste material está relacionado, provavelmente, à presença massiva de biotita em sua composição.

Com relação à variação volumétrica durante os ensaios, destaca-se que sob 50 kPa de confinamento, tanto o corpo de prova indeformado quanto o remoldado, apresentaram contração seguida de dilatação. A semelhança entre curvas de variação volumétrica e de tensão desvio obtidas em ensaios em corpos de prova indeformados e remoldados sob mesma tensão confinante, assim como a pequena diferença entre ensaios sob diferentes confinamentos, mostra que o comportamento do solo GrBt parece ser pouco influenciado pela macroestrutura do solo.

Por outro lado não é unicamente regido pela tensão confinante empregada, já que as curvas  $\sigma_d/\sigma_3$  não são normalizáveis. Pode-se afirmar que o comportamento deste solo sob cisalhamento é regido pela natureza intrínseca do material, que congrega características próprias do solo não relacionadas à macroestrutura (vide Lee e Coop, 1995).

A similaridade no comportamento do solo tanto em condição remoldada quanto indeformada é verificada também quando analisados os módulos de deformação medidos ao longo dos ensaios, os quais são mostrados na Figura 121.

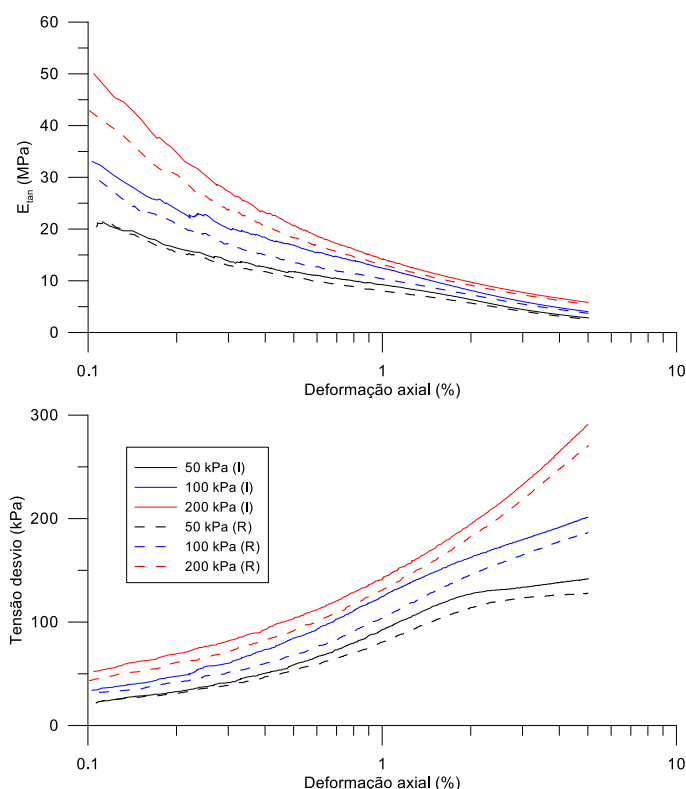


Figura 121: Módulos de deformação do solo GrBt obtidos em ensaios triaxiais.

As curvas de variação de módulo mostram que sob baixo confinamento o comportamento indeformado e remoldado é muito similar, ao menos na faixa de deformação analisada. Para maiores tensões confinantes fica mais evidente a ação da estrutura, por meio de módulos mais altos no caso do material indeformado. Comparando estes resultados com os obtidos para os solos GrAm e GrVm, observa-se que os módulos aqui são superiores aos medidos naqueles materiais. Entretanto, sob maiores deformações os módulos medidos em todos os corpos de prova tendem a convergir para valores da ordem de 7-8 kPa, assim como nos solos GrAm e GrVm.

A variação do índice de vazios durante o cisalhamento dos corpos de prova do GrBt é expressa por meio das trajetórias de tensão e das linhas de estado crítico (CSL), em um espaço  $p' \times e$ , mostradas na Figura 122, onde  $p' = 1/3(\sigma_1 + 2\sigma_3)$ .

Não há uma CSL única para o solo GrBt, mas sim linhas específicas para o solo indeformado e remoldado, as quais não são paralelas. Cabe salientar que há incerteza com relação à inclinação da linha referente ao solo indeformado, já que os dados utilizados no ajuste apresentaram uma considerável dispersão.

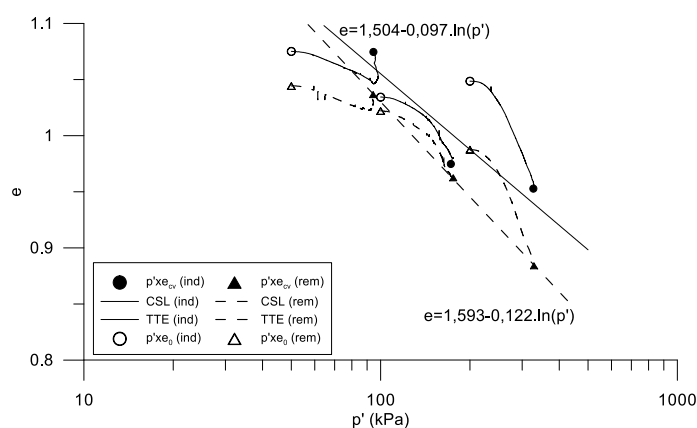


Figura 122: Trajetórias de  $e$  x  $p'$  e CSL (indeformado e remoldado) do solo GrBt.

Os corpos de prova indeformados ensaiados sob 100 e 200 kPa mostraram-se contrativos durante todo o ensaio, apesar de o ponto referente ao início da fase de cisalhamento do ensaio sob 100 kPa estar posicionado à esquerda da CSL. No entanto, como já mencionado, a dispersão nos pontos  $p'$  x  $e$  para o estado crítico não permite uma boa definição da CSL.

Por outro lado, o solo remoldado permite a definição de uma CSL muito clara, posicionada abaixo da CSL obtida para o solo indeformado, assim como fora observado nos demais solos saprolíticos investigados. As trajetórias de variação volumétrica do solo remoldado são muito similares às do solo indeformado, mas envolvem índices de vazios menores.

A Tabela 60 apresenta os índices físicos iniciais e finais dos corpos de prova do solo GrLt empregados nos ensaios triaxiais.

Tabela 60: Índices físicos dos corpos de prova do solo GrLt submetidos a ensaios triaxiais.

Condição	Pré-ensaio				Fim do ensaio			
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	e	Sr (%)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	e	Sr (%)
Indeformado								
50 kPa	16,49	34,6	1,20	77,6	17,67	41,5	1,12	100
100 kPa	16,49	31,0	1,14	73,1	18,01	38,2	1,03	100
200 kPa	17,13	31,4	1,07	79,3	18,39	34,8	0,94	100
Remoldado								
50 kPa	17,45	32,0	1,04	82,9	18,12	37,2	1,00	100
100 kPa	17,79	34,6	1,04	89,6	18,31	35,5	0,96	100
200 kPa	17,52	33,8	1,06	86,0	18,35	35,2	0,95	100



Na Figura 123 são apresentados os resultados dos ensaios triaxiais obtidos para o solo GrLt. Na Tabela 62 são apresentados os parâmetros de resistência ao cisalhamento oriundos destes ensaios.

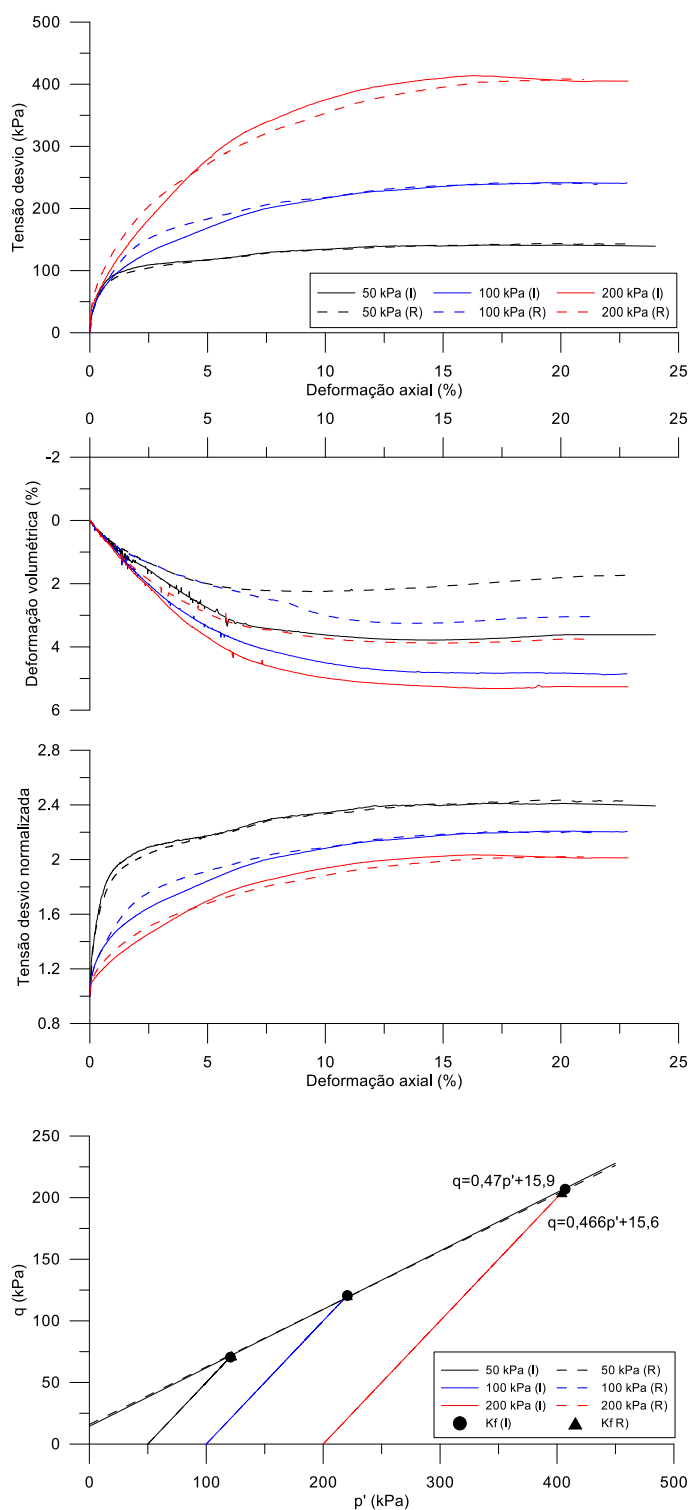


Figura 123: Resultados dos ensaios triaxiais para o solo GrLt.

Tabela 61: Parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo GrLt.

	Pico		Estado crítico		Estado crítico, $c'=0$	
	$\varphi' (^{\circ})$	$c' \text{ (kPa)}$	$\varphi' (^{\circ})$	$c' \text{ (kPa)}$	$\varphi' (^{\circ})$	$c' \text{ (kPa)}$
Indeformado	28,0	18,0	27,8	18,0	31,2	0
Remoldado	27,9	18,0	27,9	18,0	31,2	0

A Figura 123 mostra que as curvas tensão x deformação do solo indeformado e remoldado são muito similares para iguais níveis de confinamento. Não ocorrem picos de tensão desvio, embora no ensaio sob 200 kPa em solo indeformado haja uma suave redução de resistência para que então o estado crítico seja atingido.

Sob 50 kPa de confinamento o solo indeformado mobiliza, no início do ensaio, maiores tensões desvio que o solo remoldado. Para maiores tensões de confinamento esta tendência se inverte e o solo remoldado tem curvas inicialmente mais rígidas. Tal condição é mais bem descrita por meio dos módulos de deformação, mostrados a seguir.

Não ocorrem picos de resistência, apesar do comportamento parcialmente laterítico deste material. Dessa forma, os parâmetros de resistência ao cisalhamento em pico e estado crítico são iguais, independentemente se indeformado ou remoldado, inclusive com relação ao intercepto coesivo. Atribui-se tal nível de intercepto ao caráter dilatante dos corpos de prova, mas tratam-se de valores razoavelmente elevados para a condição de estado crítico em um solo remoldado.

Assim, mesmo nas amostras indeformadas em condição de pico, assume-se coesão nula. Nesse sentido, cabe lembrar que embora argiloso, a estrutura deste solo é composta por concreções bastante resistentes. Sugere-se que a ruptura se dá fundamentalmente entre grumos, os quais se comportam como elementos granulares durante o cisalhamento, resultando inclusive em valores consideravelmente altos para ângulo de atrito se considerada a natureza argilosa deste material.

Em termos de variação volumétrica, as curvas referentes ao solo indeformado e remoldado são bastante distintas, indicando a importância da condição inicial de integridade estrutural para o comportamento do solo. Os corpos de prova indeformados apresentaram-se contrativos, excetuando o ensaio sob  $\sigma_3=50$  kPa, no qual, após contrair, o solo desenvolve leve dilatação. Ainda assim, estes corpos de prova apresentaram redução de volume superior à registrada no material remoldado. Quando remoldado verificou-se a ocorrência de contração seguida de dilatação, em todos os níveis de confinamento. Assim, como em solos não coesivos em estado

denso, a dilatação é tanto maior quanto menor a tensão confinante, de forma que sob  $\sigma_3=200$  kPa a dilatação é quase nula.

Com relação às tensões mobilizadas durante o cisalhamento, as curvas deformação axial x tensão desvio normalizada ( $\sigma_d/\sigma_3$ ) mostram grande semelhança entre ensaios sob mesmo confinamento. Há diferença, no entanto, entre ensaios sob tensões distintas, assim como se observou no solo GrBt.

Na Figura 124 apresenta-se a evolução dos módulos de deformação durante os ensaios triaxiais.

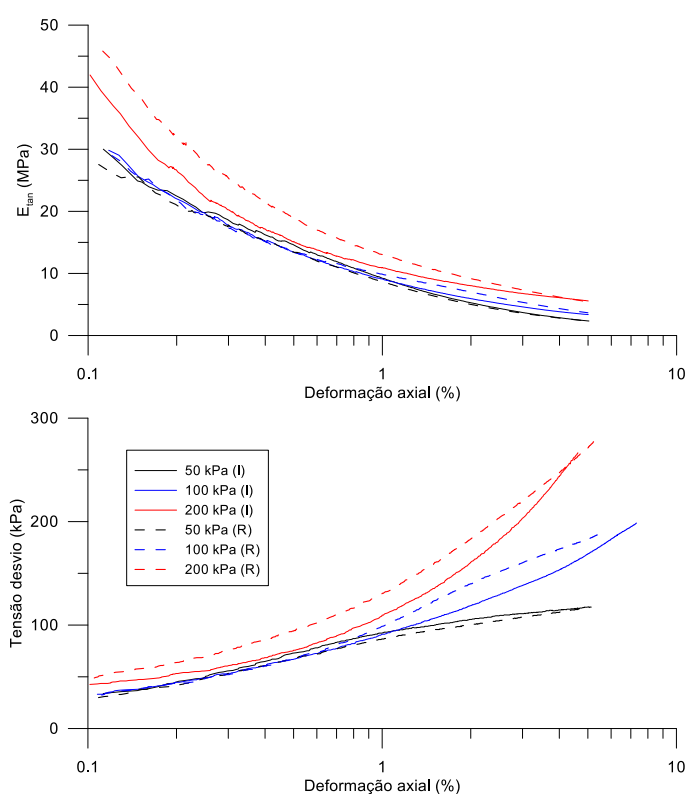


Figura 124. Módulos de deformação do solo GrLt obtidos em ensaios triaxiais.

A Figura 124 mostra que há grande similaridade entre os dados obtidos em todos os ensaios sob 50 e 100 kPa no intervalo de deformações analisado, cabendo fazer a ressalva de que neste solo os índices de vazios iniciais para os ensaios sob  $\sigma_3=50$  e 100 kPa são razoavelmente heterogêneos. O solo ensaiado sob confinamento de 200 kPa apresenta módulos mais elevados, mas no caso indeformado com magnitude inferior à atingida pelo solo GrBt, por comparação.

Cabe destacar que diferentemente dos demais materiais estudados nesta tese, o solo remoldado mostra-se mais rígido que o solo indeformado, o que é reflexo do comportamento laterítico. A

remoldagem possibilita o desenvolvimento de um melhor arranjo entre partículas e grumos e torna o material pouco menos deformável. Nesse sentido, a remoldagem deste solo é benéfica ao seu comportamento geomecânico.

Na Figura 125 a variação de vazios durante o cisalhamento dos corpos de prova do solo GrLt é expressa por meio das trajetórias de tensão e das linhas de estado crítico (CSL), em um espaço  $p' \times e$ , onde  $p' = 1/3(\sigma_1 + 2\sigma_3)$ .

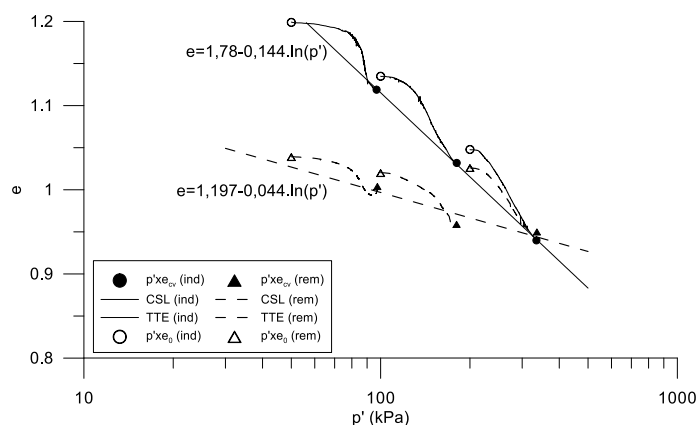


Figura 125: Trajetórias de  $e \times p'$  e CSL (indeformado e remoldado) do solo GrLt.

O solo GrLt, assim como os demais materiais investigados nesta tese, apresenta CSL específicas para o solo indeformado e remoldado, as quais são satisfatoriamente ajustadas aos dados obtidos experimentalmente. Esta diferença entre as CSL deve-se às importantes alterações estruturais impostas pela remoldagem, as quais são mais evidentes em termos de variação volumétrica do que com relação às tensões desvio mobilizadas. Como se observou também no solo GrAm, as CSL tendem a convergir na medida em que as tensões se elevam, o que ocorre já ao final do ensaio sob 200 kPa de confinamento. Praticamente todas as trajetórias de variação volumétrica deste solo são de contração e respeitam a sua correspondente CSL, no estado indeformado ou remoldado.

De forma a concluir a apresentação dos resultados dos ensaios triaxiais algumas considerações são pertinentes. Com relação à resistência ao cisalhamento propriamente dita, verifica-se que os solos GrAm e GrVm são mais resistentes que os solos GrBt e GrLt, sendo que estes últimos tendem a apresentar interceptos coesivos mais elevados, mas em compensação, baixos ângulos de atrito. Estes menores ângulos de atrito se devem à textura argilosa e presença de micas no solo GrLt, e à abundância de mica biotita na composição do solo GrBt.

No caso do solo GrVm a maior presença de areia resultou em interceptos coesivos baixos e ângulos de atrito mais elevados. Já o solo GrAm encontra-se em uma condição intermediária. Apesar de o solo GrAm e GrBt apresentarem muita semelhança em termos de granulometria, as condições estruturais e mineralogia condicionaram comportamentos distintos, uma vez que a biotita, que ocorre em profusão no solo GrBt, reduz a resistência ao cisalhamento do mesmo.

Uma característica observada tanto no solo GrBt quanto no solo GrLt é a similaridade apresentada entre as curvas tensão x deformação referentes aos estados indeformado e remoldado. Nos solos GrAm e GrVm não se observa tal semelhança, principalmente sob baixas tensões confinantes, em que o material indeformado mostra-se sempre mais rígido que quando remoldado sob mesmo nível de confinamento. A similaridade de comportamento dos solos GrBt e GrLt não se estende às deformações volumétricas. Neste caso, fica evidente a diferença de comportamento não só entre os solos GrBt e GrLt, mas do solo GrLt com relação a todos os solos investigados. Enquanto que estes últimos mostram-se, quando inicialmente indeformados, menos compressíveis que quando remoldados, no solo GrLt o comportamento é inverso, e o solo indeformado é mais compressível que o solo remoldado.

Os solos estudados nesta tese apresentam parâmetros de resistência ao cisalhamento de magnitude similar ao que fora obtido em diversas outras pesquisas. Neste sentido é elucidativa a Figura 126, onde são apresentados os resultados deste trabalho com relação aos relativos a outros trabalhos destinados ao estudo do comportamento de solos residuais de granito.

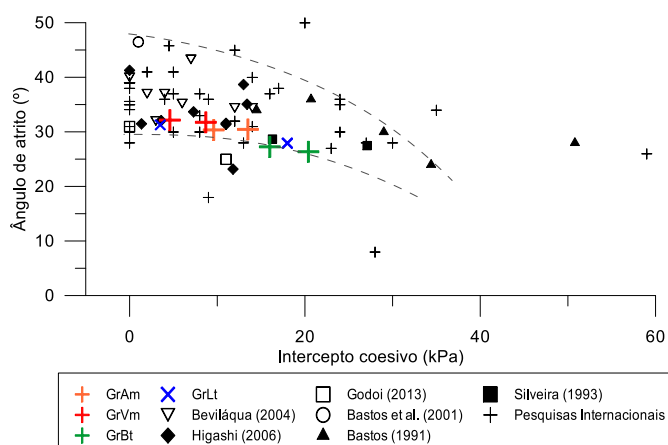


Figura 126: Dados compilados de resistência ao cisalhamento de solos residuais de granito.

É importante salientar que os dados apresentados na Figura 126 são oriundos tanto de ensaios triaxiais como também de cisalhamento direto, o que pode gerar um aumento na dispersão registrada. Além disso, o intervalo destacado refere-se à maior concentração de dados, mas cobre uma área ampla, e que não é exclusiva deste tipo de solo, e que certamente se aplica a outros materiais.

Em termos de ângulo de atrito, os dados obtidos neste trabalho encontram-se junto ao que se pode considerar como limite inferior do intervalo de ocorrência reportado na literatura (indicado pela linha pontilhada). Com relação ao intercepto coesivo, cabe mencionar a diferença clara entre os resultados dos solos GrVm e GrBt, tendo sido os valores mais elevados obtidos para este último. Isto é mostra de como diferentes graus de intemperismo podem gerar solos de distintos comportamentos geotécnicos. O solo GrAm por sua vez mostra valores de intercepto coesivo intermediários entre estes dois últimos. O solo GrVm é o que apresenta parâmetros de resistência de magnitude mais comumente reportada na literatura, enquanto que o solo GrBt mostra características mais discrepantes às geralmente obtidas.

### 6.5.2. Ring Shear

Esta seção apresenta os resultados dos ensaios *ring shear* realizados com o intuito de determinar a resistência residual dos solos estudados. Isto porque feições identificadas na área de estudos, como planos reliquiais e juntas, preenchidas por argila e *slickensides* dão mostras de que a condição residual pode ser relevante como resistência ao cisalhamento operacional de certas porções da encosta estudada.

Esses ensaios foram executados em estágio único com pré-cisalhamento. Assim, as deformações indicadas nos gráficos dizem respeito àquelas desenvolvidas após a fase de pré-cisalhamento. Para obter-se as deformações totais é necessário somar 267 mm às deformações mostradas nos gráficos apresentados a seguir.

A Figura 127 apresenta os resultados obtidos para o solo GrAm sob a forma de (a) curvas tensão x deformação e (b) envoltória de ruptura. Para todos os materiais estudados as envoltórias de ruptura foram ajustadas de forma que o intercepto coesivo fosse nulo, sendo que os coeficientes de regressão obtidos nessa condição foram muito semelhantes àqueles do melhor ajuste, em que há o surgimento de um intercepto coesivo. O surgimento de intercepto coesivo em ensaios *ring shear* foi reportado por Lupini *et al.* (1981) e Tiwari e Marui (2005). Na Figura 127c são

mostrados os coeficientes de atrito ( $\tau_r/\sigma'$ ) *versus* deformação. Na Figura 127d mostra-se a variação do coeficiente de atrito com as tensões normais.

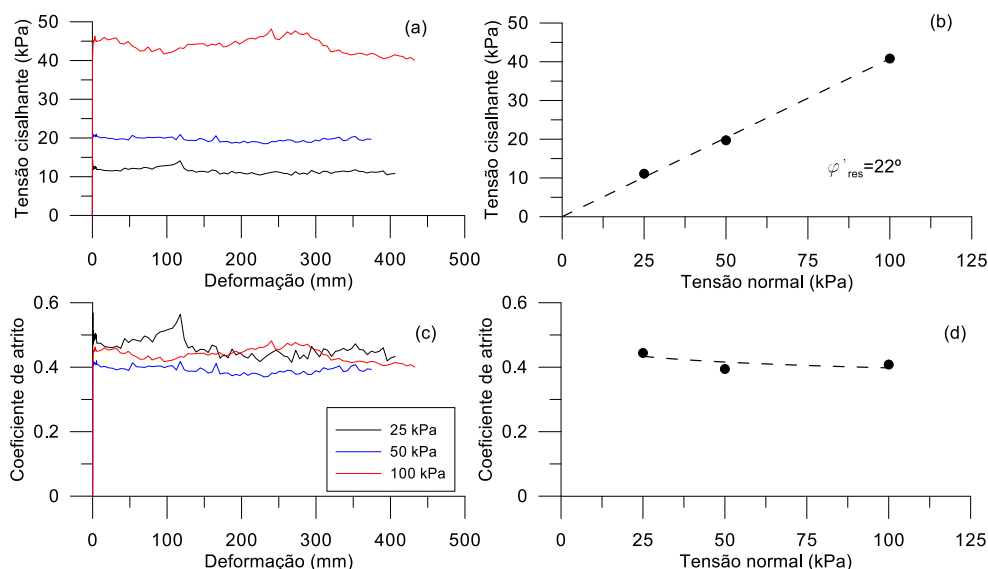


Figura 127: Resultado dos ensaios *ring shear* no solo GrAm.

As curvas tensão x deformação (Figura 127a) mostram grande dispersão de medidas, destacando-se o ensaio sob 100 kPa de tensão vertical, principalmente quando a deformação é de aproximadamente 300 mm. Esta dispersão, em grande parte, se deve à expulsão de solo da célula de cisalhamento durante o ensaio, que é mais intensa sob altas tensões normais e grandes deformações. Apesar disso, ao se tomar os valores de resistência da fase final do ensaio, que é razoavelmente estável, obteve-se uma envoltória de ruptura que se ajusta bastante bem às tensões cisalhantes medidas. Neste solo mediu-se um ângulo de atrito da ordem de  $22^\circ$  com natural ausência de intercepto coesivo.

A variação de coeficiente de atrito ao longo ensaio é bastante significativa, em função das tensões cisalhantes medidas (Figura 127c), mas, ao se atingir a condição residual, são obtidos valores muito semelhantes para as três tensões normais empregadas (Figura 127d).

Na Figura 128 são mostrados os resultados dos ensaios executados no solo GrVm.

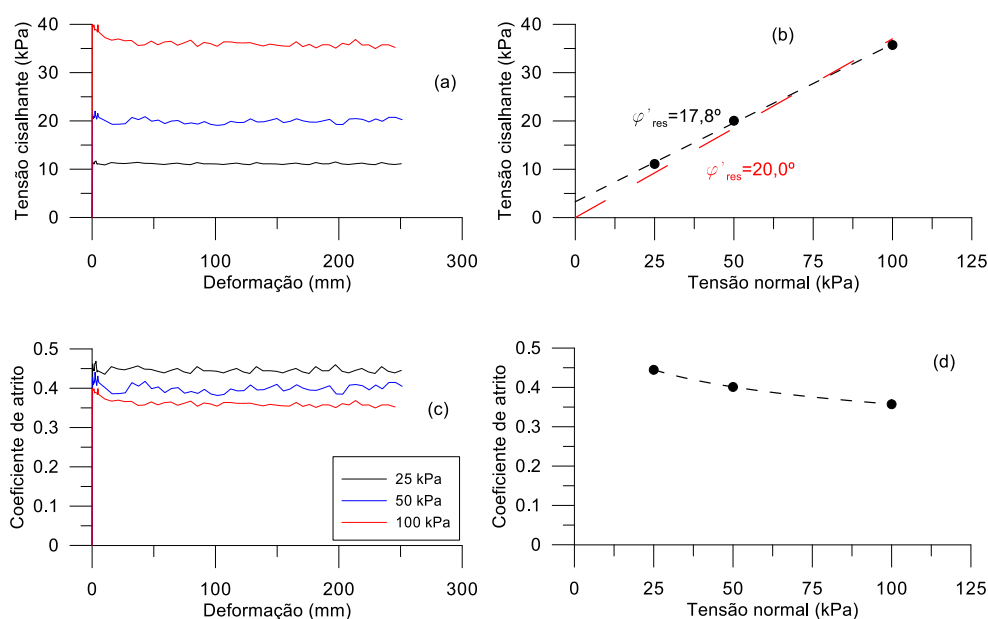


Figura 128: Resultado dos ensaios *ring shear* no solo GrVm.

As curvas tensão versus deformação (Figura 128a) mostram-se muito mais estáveis que as obtidas no solo GrAm, e em relação a este, o nível de deformações necessário para se atingir a condição residual é inferior. O melhor ajuste linear para a envoltória de ruptura indica um ângulo de atrito residual ( $\phi'_r$ ) da ordem de  $17,8^\circ$ , e intercepto coesivo de 3 kPa. Um ajuste passando pela origem resulta em um coeficiente de regressão superior a 0,97 e  $\phi'_r = 20^\circ$ . Este ângulo de atrito é levemente inferior ao medido no solo GrAm, apesar de este último ser mais fino que o solo GrVm.

A normalização das tensões cisalhantes indicou coeficientes de atrito que são tanto maiores quanto menor for a tensão vertical. Sobre este fato, serão feitas algumas considerações ao final desta seção.

Os resultados dos ensaios *ring shear* executados no solo GrBt são mostrados na Figura 129.

Os níveis de tensão cisalhante medidos nestes ensaios são significativamente mais baixos que aqueles mostrados para os solos GrAm e GrVm, resultando em um ângulo de atrito residual da ordem de  $15^\circ$ . Isto se deve, provavelmente, à importante quantidade de micas na composição do solo, as quais tendem a reduzir a parcela de resistência ao cisalhamento de natureza friccional. Este valor de  $\phi'_r$  foi obtido para uma envoltória de ruptura passando pela origem, com  $r^2 = 0,99$ , vide Figura 129b.



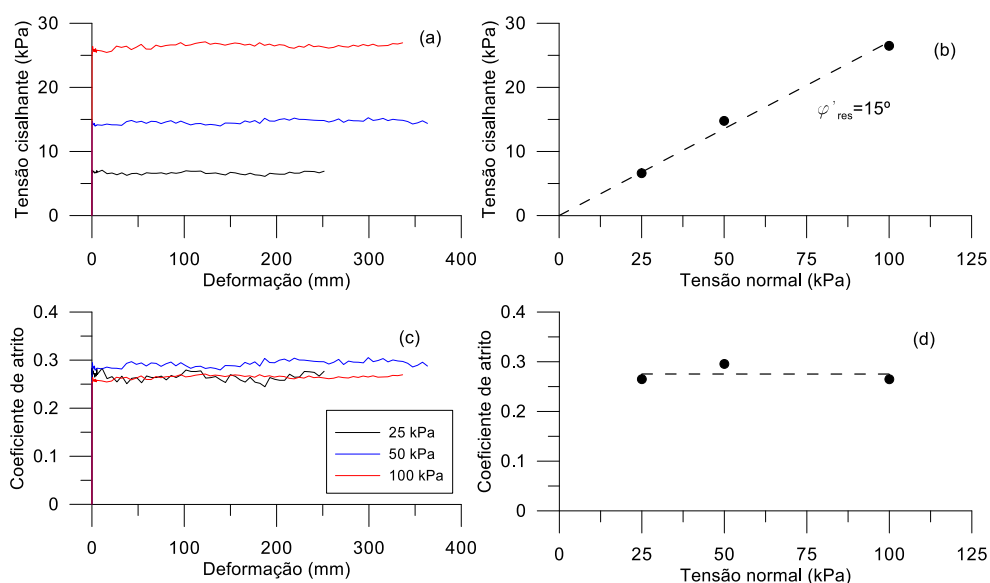


Figura 129: Resultado dos ensaios *ring shear* no solo GrBt.

De forma geral, neste solo a dispersão nas medidas de tensão cisalhante são muito mais baixas que nos demais solos saprolíticos estudados. O ensaio executado sob tensão normal de 25 kPa requereu deformação menor que as atingidas nos ensaios sob  $\sigma'_v$  de 50 e 100 kPa, sendo as curvas tensão x deformação pouco irregulares.

Na Figura 129c observa-se que para os ensaios sob tensões de 25 e 100 kPa, as curvas de coeficiente de atrito *versus* deformação são praticamente coincidentes, ao passo que para 50 kPa de confinamento tem-se um coeficiente levemente mais alto. Apesar disso, os valores são muito semelhantes, e como mostrado na Figura 129d, não há tendência clara de variação do mesmo com o aumento das tensões normais.

Na Figura 130 são mostrados os resultados dos ensaios no solo GrLt. Com relação as curvas tensão x deformação verifica-se que sob  $\sigma'_v = 25$  kPa a condição residual é atingida sob deformação inferior a 50 mm. Quando  $\sigma'_v = 50$  kPa, há uma irregularidade na curva ao se atingir 150 mm de deformação, mas que estabiliza posteriormente. Sob  $\sigma'_v$  igual a 100 kPa a tensão cisalhante é praticamente constante durante todo o ensaio, o que parece indicar a ocorrência de uma degradação mais efetiva dos grumos presentes neste solo.

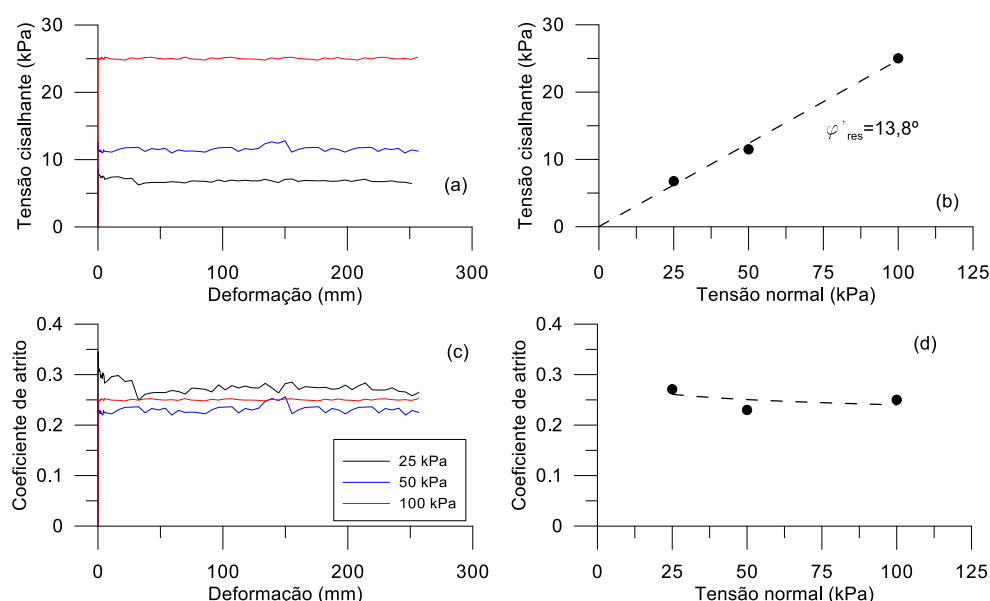


Figura 130: Resultado dos ensaios Ring Shear no solo GrLt

A resistência residual deste material é expressa pela envoltória de ruptura mostrada na Figura 130b. Esta envoltória passa pela origem e remete a um ângulo de atrito residual ( $\phi'_r$ ) da ordem de  $13,8^\circ$ , inferior, portanto ao que fora registrado nos solos saprolíticos estudados.

Na Figura 130c verifica-se que a razão  $\tau_r/\sigma'$  é maior sob 25 kPa que sob as demais tensões empregadas. No entanto, trata-se de uma diferença bastante pequena, podendo-se assumir razão de atrito aproximadamente constante ao longo do ensaio. Os coeficientes de atrito são pouco influenciados pelas tensões normais impostas, e os diferentes resultados encontrados não mostram uma tendência clara de variação.

Por fim, na Figura 131 são mostrados os resultados dos ensaios *ring shear* no solo ArBr. Como foi discutido no Capítulo 4, a forma com que este se dá a ocorrência deste solo na encosta estudada, assim como a própria natureza do mesmo, remetem à possibilidade de que, em certas zonas da encosta, a estabilidade seja condicionada pela resistência ao cisalhamento do solo ArBr, e em condição residual.

Em geral foram necessárias deformações de até 300 mm para confirmar a mobilização da resistência residual. Por conta da magnitude das deformações, houve expressiva perda de material ao longo do ensaio, o que provocou, por exemplo, grande oscilação das tensões cisalhantes medidas, principalmente, para altas tensões verticais.

Ainda assim, tomando os trechos finais e estáveis dessas curvas, foi possível estabelecer uma envoltória de ruptura (Figura 131b) com  $r^2$  da ordem de 0,99. Esta envoltória mostra um ângulo

de atrito residual de  $8,4^\circ$ . A magnitude deste parâmetro é significativamente baixa, comparável aos menores valores já medidos em solos residuais e coluvionares do sul do Brasil, como em solos de basalto e riolito (RIGO, 2005), solos de granulito (HEIDEMANN, 2011) e colúvios de basalto (NICHEL, 2011).

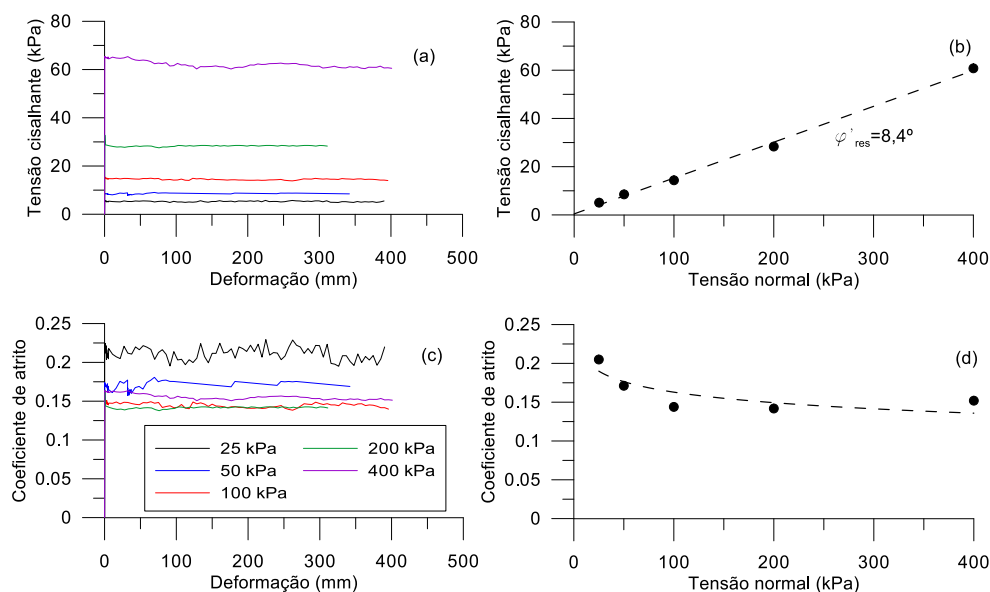


Figura 131: Resultado dos ensaios *ring shear* no solo ArBr.

Assim como observado nos outros materiais estudados nesta tese, o coeficiente de atrito tende a ser maior quando se emprega tensão normal de 25 kPa. Quando sob tensões verticais iguais ou superiores a 100 kPa não é possível uma clara distinção de diferenças relativas aos coeficientes de atrito, sendo praticamente constante. Para as tensões superiores a 100 kPa o coeficiente de atrito médio é da ordem de 0,145.

A Tabela 62 apresenta os valores de ângulo de atrito residual determinados em cada um dos solos investigados neste trabalho.

Tabela 62: Ângulo de atrito residual dos solos estudados

Material	GrAm	GrVm	GrBt	GrLt	ArBr
$\phi'_r$	$22^\circ$	$20^\circ$	$15^\circ$	$13,8^\circ$	$8,4^\circ$

Os solos GrAm e GrVm são os que apresentam maior resistência em condição residual. O resultado, como esperado, advém da textura mais grosseira destes em comparação com os solos

GrBt, GrLt e ArBr, bem como da composição dos mesmos. O solo GrAm tem maior ângulo de atrito que o solo GrVm apesar de menos grosseiro. Isto se deve principalmente à mineralogia dos solos, visto que, segundo Horn e Deere (1962) os feldspatos têm ângulo de atrito superior ao quartzo,  $37^\circ$  e  $24^\circ$ , respectivamente. Como mostrado no capítulo anterior o solo GrAm tem predominância de ortoclásios sobre o quartzo, inclusive na fração fina, enquanto que no solo GrVm o quartzo e argilominerais predominam. Cabe considerar também que devido ao fato de somente a fração passante na peneira 40 ser empregada no ensaio *ring shear*, reduz-se de forma expressiva a influência da granulometria na resistência.

Os solos GrLt e GrBt tem ângulos de atrito residual similares, apesar daquele primeiro possuir textura predominantemente mais argilosa e mostrar-se muito mais plástico que o solo GrBt. Esta comparação reforça o papel da biotita como agente redutor da resistência ao cisalhamento no solo GrBt.

Por fim, com relação ao solo ArBr, o baixo ângulo de atrito residual se deve tanto à granulometria fina quanto à abundância de muscovita e biotita, minerais de ângulo de atrito notadamente baixos, conforme Horn e Deere (1962), além de caulinita.

De forma geral, a variação do coeficiente de atrito residual não mostrou clara relação com a variação das tensões normais, com exceção do que fora observado no solo ArBR e GrVm. Variações como as ocorridas neste material, mas de maior magnitude, resultam em envoltórias de ruptura com tendência curvilínea. No entanto, a pequena variação nos valores de  $\tau_r/\sigma'_n$  medidos nestes ensaios permitiu que as envoltórias fossem ajustadas satisfatoriamente como retas. Sobre este fato Stark e Eid (1994) e Hawkins e Privett (1985) afirmam que solos com fração argila superior a 50% tendem a apresentar variação no coeficiente de atrito residual com mudança da tensão vertical.

Quanto ao solo ArBr, ainda que segundo análises granulométricas apresente 40% de partículas de argila (inferior portanto ao critério previamente apresentado), Hawkins e Privett (1985) indicam que partículas de siltes médios e finos (com diâmetro inferior a  $6\ \mu\text{m}$ ) podem ser suficientemente lamelares para se comportarem como solos argilosos. Assim, como o material é composto por cerca de 40% de siltes finos e médios e argilas, a ocorrência desta variação nos coeficientes de atrito residual é explicável.

Por outro lado, no caso do solo GrVm, somadas as frações de argila e de siltes inferiores a  $6\ \mu\text{m}$ , estas correspondem a menos de 50% da composição do solo. Ainda assim tal variação de  $\tau_r/\sigma_n$

também é observada. Tal condição pode ser resultado da degradação de partículas maiores durante o cisalhamento, modificando a granulometria do material.

No caso do solo GrLt a variação dos coeficientes de atrito residual durante o ensaio indica que o processo de cisalhamento não é suficiente para promover intensa desagregação das concreções que o compõem. Cabe recordar que, se intensamente destorroado, este solo apresenta aproximadamente 60% de argila em sua composição.

Lupini *et al.* (1981) apresentaram uma carta que correlaciona o percentual de argilas com o ângulo de atrito residual, construída com base em correlações obtidas por diversos autores, conforme mostra a Figura 132a.

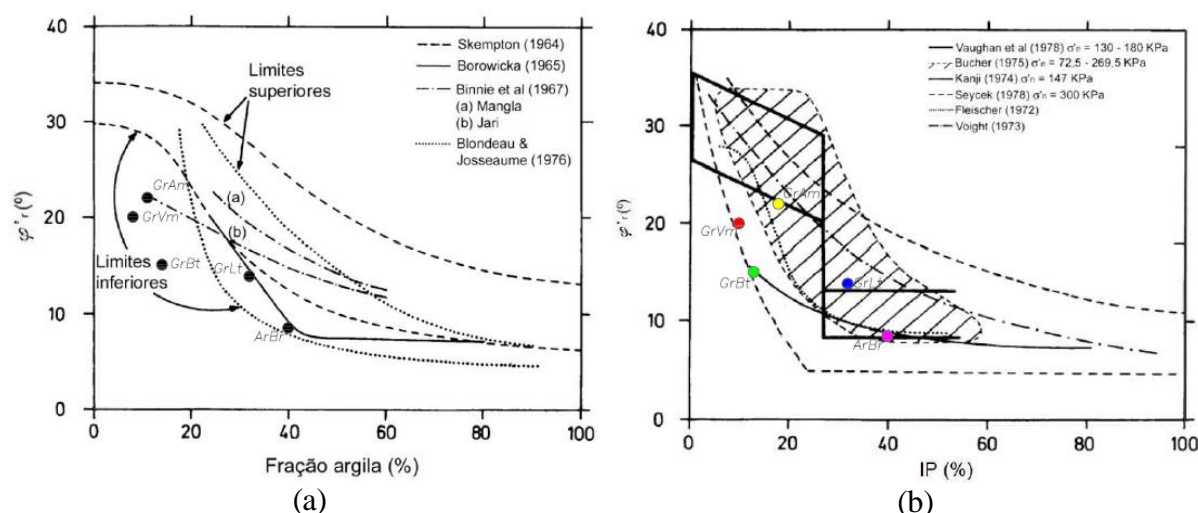


Figura 132: Correlações entre fração argila e  $\phi'_r$  e índice de plasticidade e  $\phi'_r$  (modificado de Lupini *et al.*, 1981).

Os solos GrLt e ArBr localizam-se junto aos limites inferiores da faixa de ocorrência dos dados compilados e obedecendo as correlações propostas por Borowicka (1965) e Skempton (1964), desenvolvidas com base no comportamento de solos sedimentares. Os demais solos investigados localizam-se fora da área delimitada pelas proposições apresentadas na carta de Lupini *et al.* (1981). Assim, verifica-se que tais correlações entre resistência residual e fração argila desenvolvidas para solos sedimentares argilosos não se aplicam a estes solos tropicais. Tal conclusão já fora previamente reportada por Boyce (1985), ao avaliar o comportamento de solos residuais de Fiji e Zimbábue.

Lupini *et al.* (1981) associam baixos ângulos de atrito residual ao domínio de argilominerais do tipo montmorilonita, enquanto que ângulos de atrito residual elevados estariam ligados à

presença de caulinitas e ilitas. Contudo, embora as análises de difração de raios-x realizadas nos solos não indiquem a ocorrência de montmorilonitas, mas sim a predominância de caulinitas, os solos GrBt, GrLt e ArBr apresentaram ângulos de atrito residual consideravelmente baixos.

Lupini *et al.* (1981) também apresentaram uma revisão acerca de correlações entre IP e  $\phi'_r$ , como mostra a Figura 132b, construída com base no comportamento observado em solos sedimentares argilosos. Conforme indicado, o único critério a congregar todos os solos estudados neste trabalho é o de Seycek (1978). Os solos GrVm e GrBt encontram-se no limite inferior do intervalo de variação de  $\phi'_r$  proposto pelo referido autor. O GrAm distancia-se deste limite inferior e encontra-se abrangido pelas diversas correlações, mais especificamente no limite inferior da correlação de Vaughan *et al.* (1978). Os solos GrLt e ArBr estão localizados também no centro da área, e como o solo GrAm, junto aos limites da proposição de Vaughan *et al.* (1978).

Mais recentemente Rigo *et al.* (2006) apresentaram uma tentativa de correlação entre IP e  $\phi'_r$ , com base no comportamento obtidos por diferentes solos sedimentares e residuais. A Figura 133 traz os dados obtidos neste trabalho inseridos na carta produzida pelos autores.

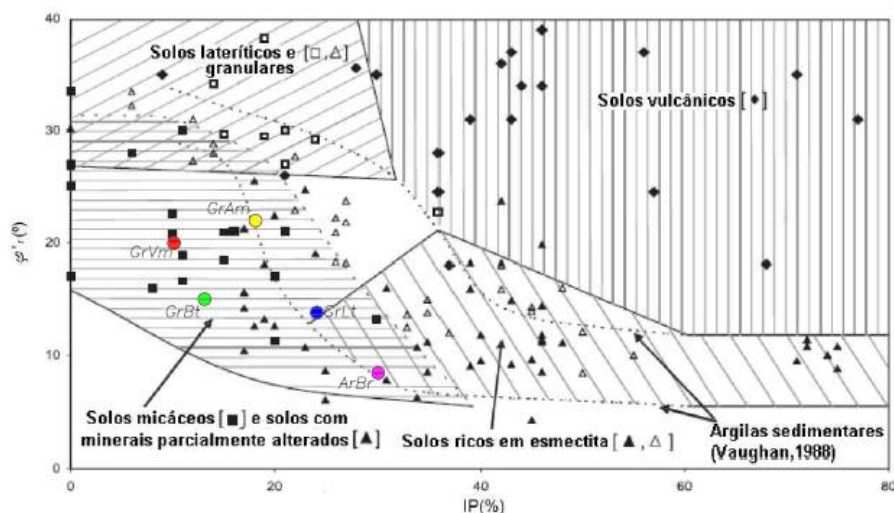


Figura 133: Carta de índice de plasticidade *versus* ângulo de atrito residual para solos tropicais (modificado de RIGO *et al.*, 2006).

Os pontos representativos dos solos GrVm, GrAm e GrBt localizam-se na região da carta que agrupa dados relativos a solos micáceos principalmente, além de solos compostos por minerais parcialmente alterados. Este resultado encontra-se em consonância com a natureza de tais

materiais, nos quais se verifica a ocorrência de biotitas, bem como feldspatos em diversos estágios de alteração, como mostrado pelas imagens de MEV e lâminas delgadas. Quanto ao solo GrLt, este encontra-se na região onde figuram os dados oriundos de materiais compostos por minerais parcialmente alterados, os quais degradam-se durante o cisalhamento.

Por fim, a inclusão do solo ArBr na Figura 133 mostra-o na zona de transição entre os materiais com presença de minerais parcialmente alterados e solos ricos em esmecticas. Contudo, tal argilomineral não encontra-se presente na composição do solo, como atestam as análises de DRX. O posicionamento do solo ArBr nesta região está relacionado ao intervalo das argilas sedimentares proposto por Vaughan (1988) indicados na figura, vide a semelhança nas características físicas e genéticas entre o solo ArBr e as argilas sedimentares. Assim, dentre as proposições de correlação apresentada, considera-se que a que mais se ajusta aos resultados obtidos nos solos investigados é a proposta por Rigo *et al.* (2006).

A correlação com a fração argila se mostrou pouco efetiva. Sugere-se que isto se deva a influência dos siltes e partículas micáceas de diversas dimensões no comportamento do solo quanto ao cisalhamento. As imagens obtidas por MEV mostram que as biotitas tendem a sofrerem clivagem e decompõem-se em partículas lamelares. O incremento na lamelaridade das partículas na região da superfície de cisalhamento resulta, segundo Stark e Eid (1994), em uma grande tendência à ocorrência de interações face-a-face entre estas, e conseqüentemente na redução do ângulo de atrito residual.

Neste sentido, Lupini *et al.* (1981) sugerem o emprego de um índice de vazios granular, dado pela razão entre o volume de partículas lamelares mais água e partículas arredondadas. Este índice seria melhor correlacionável à resistência residual porque considera o formato das partículas, o que está diretamente relacionado à capacidade de reorientação das mesmas sob cisalhamento, e atingimento da condição residual.

## 7. MODELOS DE PREVISÃO DE COMPORTAMENTO APLICADOS AOS SOLOS ESTUDADOS

No presente capítulo são apresentados os resultados obtidos quando da tentativa do emprego de modelos constitutivos para previsão do comportamento dos solos estudados quando simuladas as solicitações dos ensaios triaxiais drenados. Foram avaliados os modelos Cam-Clay Modificado (SCHOFIELD e WROTH, 1968), Hiperbólico (DUNCAN e CHANG, 1970) e de Hardening (SCHANZ *et al.*, 2000).

Tais análises concentraram-se apenas na avaliação do comportamento em termos de variação da tensão desviadora com aumento da deformação axial, não abordando o campo das deformações volumétricas. Os resultados de cada modelo empregado são apresentados em seções distintas, para os solos GrAm, GrVm, GrBt e GrLt. Ao longo deste capítulo o estado de tensões do solo será representado por meio de  $p'$  (tensão média) e  $q$  (tensão cisalhante), indicados nas Fórmula 28 e Fórmula 29.

$$p' = \frac{(\sigma_1 + 2\sigma_3)}{3} \quad \text{Fórmula 28}$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad \text{Fórmula 29}$$

Os resultados obtidos nestas análises servem de subsídio para escolha do modelo de previsão a ser empregado nas análises de estabilidade por meio do método dos elementos finitos, as quais são apresentadas no capítulo seguinte.

### 7.1. CAM-CLAY MODIFICADO

O modelo Cam-clay foi originalmente proposto por Schofield e Wroth (1968), mas Roscoe e Burland (1968) propuseram modificações nas formulações originais, de forma a corrigir algumas limitações do método, dando origem ao modelo Cam-clay modificado. Dentre as limitações do modelo original Prasad *et al.* (2013) citam a predição de deformações cisalhantes superiores às observadas nos ensaios, quanto do emprego de baixos níveis de tensão confinante.



Os parâmetros necessários para aplicação do modelo são obtidos ao se plotar as linhas de estado crítico (CSL) e/ou compressão normal (NCL) em um espaço  $e$ - $p'$  ou  $v$ - $p'$ , bem como a envoltória de resistência em um espaço  $p'$  x  $q$ , onde o intercepto coesivo é nulo.

Neste trabalho os parâmetros  $M$  e  $\lambda$  foram obtidos a partir dos resultados dos ensaios triaxiais, apresentados no capítulo anterior. Por não se dispor de ensaios de carregamento e descarregamento isotrópico o parâmetro  $k$  foi obtido do trecho de descarregamento dos ensaios de compressão confinada. O coeficiente de Poisson, por sua vez, foi estimado com base nos resultados dos ensaios triaxiais.

Os parâmetros obtidos e adotados para os solos estudados são apresentados na Tabela 63.

Tabela 63: Parâmetros empregados no modelo Cam-Clay modificado.

Material	$M$	$\lambda$	$\kappa$	$\nu$	$e_0$
GrAm Indef.	1,32	0,13	0,012	0,3	0,95
GrAm Remold.	1,29	0,05	0,012	0,3	0,95
GrVm Indef.	1,34	0,11	0,011	0,22	0,92
GrVm Remold.	1,33	0,11	0,009	0,22	0,92
GrBt Indef.	1,20	0,10	0,017	0,27	1,08
GrBt Remold.	1,20	0,12	0,016	0,25	1,05
GrLt Indef.	1,25	0,14	0,016	0,2	1,20
GrLt Remold.	1,26	0,04	0,015	0,25	1,06

Analisando estes parâmetros é possível constatar a relação entre a magnitude do parâmetro  $\kappa$  e o nível de intemperismo apresentado pelo solo, sendo  $\kappa$  tanto maior quanto mais avançado é o estágio de intemperização em que o solo se encontra. Os valores de  $M$  foram obtidos ao se ajustar envoltórias de ruptura que passam pela origem, ou seja, desconsiderando-se o intercepto coesivo obtido tanto nos ensaios em corpos de prova indeformados quanto remoldados. As implicações deste ajuste serão discutidas posteriormente.

Os resultados da aplicação do modelo Cam-clay ao solo GrAm são mostrados na Figura 134, comparando-se as curvas  $\epsilon_a$  x  $q$  de ensaio com as curvas obtidas por simulação. Observa-se que as curvas tensão x deformação previstas mostraram-se mais próximas às de fato medidas quando o solo encontra-se na condição remoldada. No caso indeformado o melhor resultado foi obtido quando  $\sigma_3=200$  kPa.

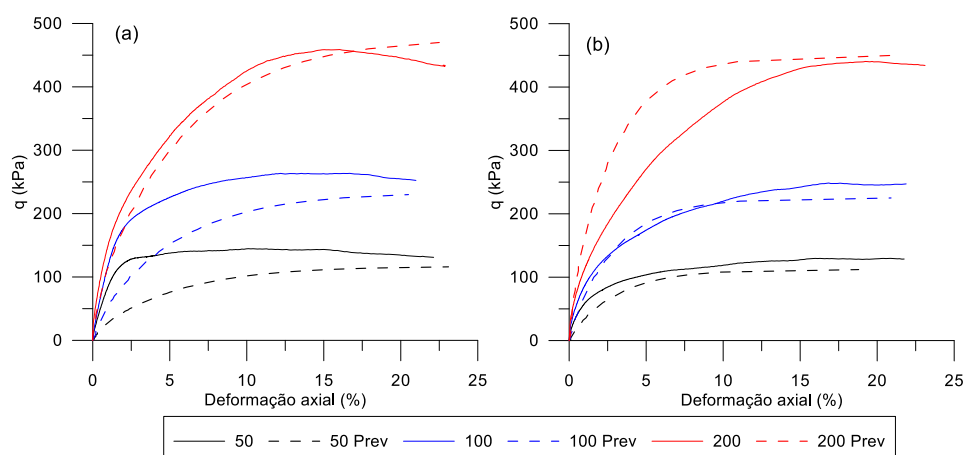


Figura 134: Previsão do comportamento do solo GrAm em ensaio triaxial CID através do modelo Cam-clay modificado (a – indeformado, b – remoldado).

O modelo não foi capaz de reproduzir a rigidez inicial do solo, gerada pela sua estrutura, o que fica claro, sobretudo nas curvas do solo indeformado ensaiado sob  $\sigma_3=50$  e 100 kPa. Sob  $\sigma_3=200$  kPa a estrutura é degradada e o comportamento do material passa a ser ditado basicamente pela parcela friccional da resistência. No caso do solo remoldado as curvas assemelham-se mais, apesar de não serem coincidentes, mostrando que mesmo remoldado o solo GrAm preserva certos aspectos comportamentais que remetem ao estado indeformado, como a resistência de grumos argilosos e minerais parcialmente alterados.

Com relação às tensões preditas ao final dos ensaios, cabe destacar também os resultados mais satisfatórios obtidos quando  $\sigma_3=200$  kPa. Isto ocorreu porque, ao ajustar a envoltória de ruptura deste material (que mesmo no estado crítico apresenta intercepto coesivo) para uma envoltória de coesão nula, subestima-se a resistência do solo sob baixas tensões. Pelo mesmo motivo as tensões cisalhantes mobilizadas são superestimadas quando o confinamento é superior a 200 kPa.

Na Figura 135 são apresentados os resultados obtidos com emprego do modelo Cam-clay modificado ao solo GrVm. Os resultados obtidos nas simulações envolvendo o solo GrVm são bastante similares àqueles obtidos para o solo GrAm. Da mesma forma, o modelo não reproduz a rigidez inicial do material, sobretudo indeformado. Como consequência, o trecho inicial das curvas obtidas experimentalmente atinge tensões cisalhantes muito superiores às previstas pelo modelo. Quando remoldado a estrutura do solo é muito alterada e a rigidez inicial diminui. A previsão do comportamento do solo apresenta um melhor desempenho quando sob altas tensões confinantes.

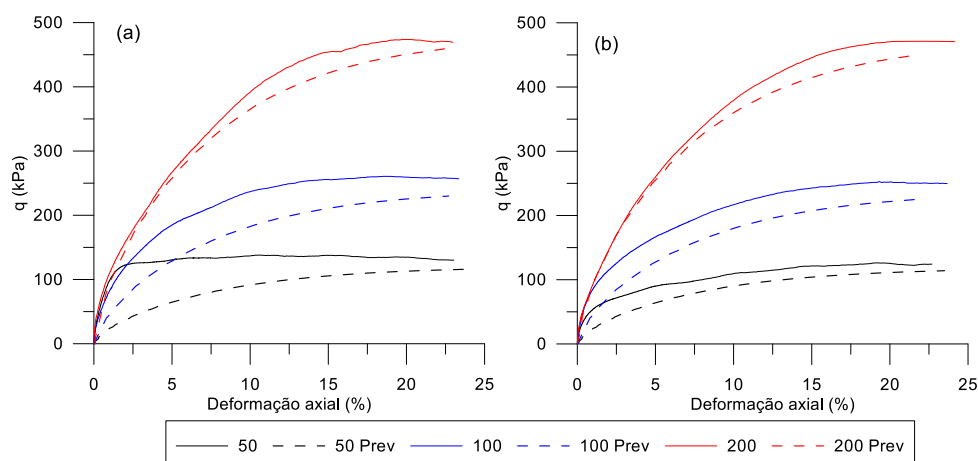


Figura 135: Previsão do comportamento do solo GrVm em ensaio triaxial CID através do modelo Cam-clay modificado (a – indeformado, b – remoldado).

As curvas tensão x deformação oriundas da previsão do comportamento via modelo Cam-clay modificado para o solo GrBt são mostradas na Figura 136.

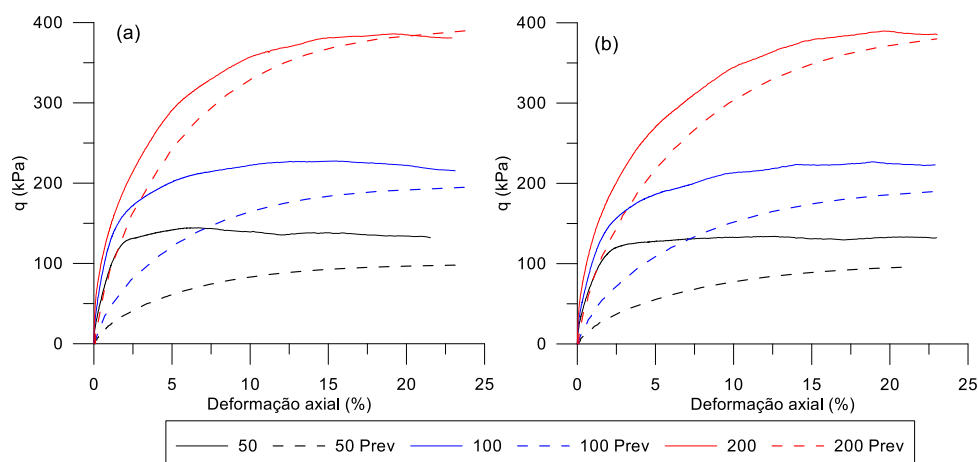


Figura 136: Previsão do comportamento do solo GrBt em ensaio triaxial CID através do modelo Cam-Clay Modificado, (a – indeformado, b – remoldado).

O emprego do modelo Cam-Clay modificado, com os parâmetros obtidos nos ensaios triaxiais, não mostra-se satisfatório para predição do comportamento do solo GrBt, principalmente sob baixas tensões confinantes. A perda de rigidez mostrada pelo solo sob  $\sigma_3=50$  kPa é bastante brusca, se comparada ao que ocorre sob tensões confinantes mais elevadas. É interessante que este comportamento, observado nos ensaios em solo indeformado, também ocorre nos ensaios no solo remoldado.

O ajuste de uma envoltória de ruptura com  $c'=0$  para determinação do parâmetro  $M$ , assim como ocorreu no solo GrAm, leva o modelo a subestimar a tensão cisalhante máxima nos ensaios sob tensão confinante de 50 e 100 kPa.

Os resultados do emprego do modelo Cam-clay modificado para previsão do comportamento do solo GrLt são mostrados na Figura 137.

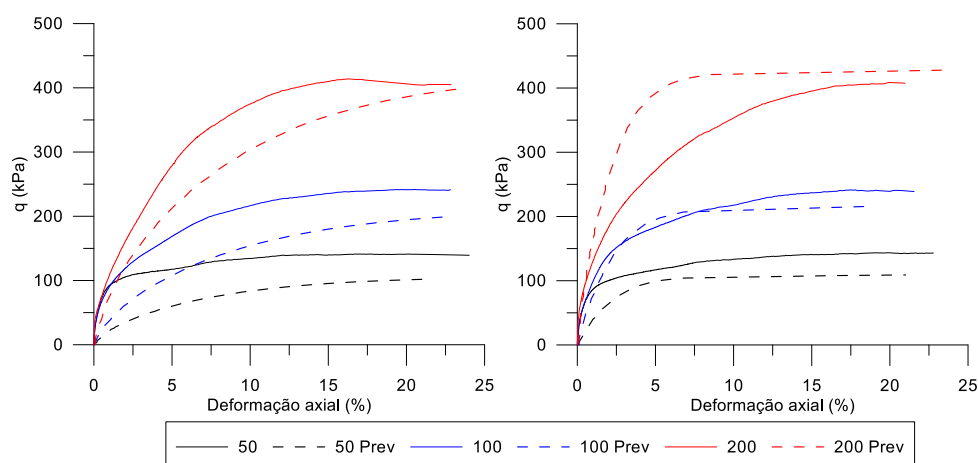


Figura 137. Previsão do comportamento do solo GrLt em ensaio triaxial CID através do modelo Cam-Clay Modificado (a – indeformado, b – remoldado).

A Figura 137 mostra que os resultados obtidos para o solo remoldado são melhores que os referentes ao solo indeformado. No caso do solo indeformado, os parâmetros utilizados não levam o modelo a reproduzir a rigidez apresentada pelo material no início do ensaio sob 50 kPa de confinamento. Sob as demais tensões confinantes empregadas a previsão mostra resultados mais satisfatórios. Destaca-se que o modelo subestima a tensão cisalhante máxima nos ensaios sob confinamento de 50 e 100 kPa por causa do ajuste de uma envoltória de ruptura com intercepto coesivo nulo para determinação do parâmetro  $M$ .

No solo remoldado, embora os resultados experimentais sejam bastante semelhantes aos do solo indeformado, a previsão de comportamento conduz a distintos resultados. Em situação remoldada o modelo consegue reproduzir, em parte, a rigidez inicial quando sob baixas tensões confinantes, levando a resultados melhores que no caso indeformado. Para o corpo de prova ensaiado sob 100 kPa de confinamento tem-se curvas bastante similares. Sob  $\sigma_3$  de 200 kPa essa rigidez não se manifesta nos resultados experimentais porque o confinamento degrada a estrutura e reduz o efeito da cimentação. O modelo, por sua vez, acaba por superestimar tal

rigidez fazendo com que a máxima tensão cisalhante prevista seja atingida sob deformação axial inferior a 5%.

## 7.2. MODELO HIPERBÓLICO

O modelo hiperbólico foi proposto por Duncan e Chang (1970) e consiste em um modelo não linear, que se baseia em uma relação hiperbólica entre a tensão desvio e as deformações axiais.

O modelo reproduz o comportamento do solo, no que tange à tensão e deformação, por meio de uma relação isotrópica elástico-linear, mas com parâmetros elásticos que variam em função do estado de tensões. Dentre os modelos hipo-elásticos empregados para fins geotécnicos, o modelo hiperbólico é o mais popular, segundo Schanz *et al.* (1999). Ainda de acordo com estes autores, a maior inconsistência desse modelo reside no fato de que, em contraste com modelos elasto-plásticos, o mesmo não é capaz de distinguir de forma consistente carregamento e descarregamento.

A utilização de módulos variáveis com o confinamento se dá por meio de um parâmetro de rigidez ( $K$ ) e um parâmetro auxiliar ( $n$ ), sendo que o último expressa o aumento do módulo elástico com o incremento do confinamento. A obtenção destes parâmetros passa pela definição de uma relação entre os módulos iniciais resultantes dos ensaios e tensões confinantes empregadas.

Neste trabalho os módulos empregados para definição dos parâmetros  $K$  e  $n$  não foram os iniciais, como o método propõe. Isto porque sob pequenas deformações não há uma clara relação entre o aumento do módulo de elasticidade e a tensão confinante, tornando imprecisa a definição de valores de referência. Além disso, muito provavelmente por causa da cimentação presente no solo, módulos iniciais muito elevados acabam sendo medidos. Da mesma forma, no início dos ensaios sob confinamento de 200 kPa pequenas deformações axiais provocam pequenos ganhos de rigidez ou, em alguns casos, perda de rigidez, ainda que em corpos de prova remoldados. Nestas circunstâncias têm-se módulos inicialmente decrescentes, mas que passam posteriormente a se elevar.

Assim, para obtenção de  $n$  e  $K$  foram empregados módulos medidos sob deformação axial de 0,25%, considerando que sob tal nível de deformação tem-se menor influência da estrutura na rigidez dos materiais. Tal procedimento conduziu a melhores resultados que aqueles obtidos seguindo-se estritamente o que fora proposto pelos autores do modelo.

Da mesma forma, o parâmetro  $R_f$  que controla as tensões cisalhantes máximas atingidas pela simulação não foi obtido por meio do procedimento recomendado pelos autores do modelo, mas sim assumindo-o como igual a um ( $R_f=1$ ) em todos os ensaios.

A maior parte das referências constantes na literatura relatam o emprego do modelo hiperbólico a solos sedimentares, mas pode-se citar o trabalho de Stark *et al.* (2000) como exemplo de aplicação do referido modelo à tentativa de predição do comportamento de um solo estruturado, ainda que neste caso trate-se de um material artificialmente cimentado.

Os parâmetros empregados nas previsões do comportamento dos solos investigados por meio do modelo hiperbólico são apresentados na Tabela 64.

Tabela 64: Parâmetros empregados no modelo hiperbólico.

Material	$\phi'$	C (kPa)	$R_f$	K	n
GrAm Indef.	30,5	20,2	1,0	166,6	0,53
GrAm Remold.	30,4	9,6	1,0	151,3	0,57
GrVm Indef.	31,8	8,7	1,0	170,5	0,11
GrVm Remold.	32,2	4,6	1,0	145,2	0,33
GrBt Indef.	26,5	20,0	1,0	217,4	0,51
GrBt Remold.	27,3	16,0	1,0	202,2	0,54
GrLt Indef.	28,0	18,0	1,0	204,0	0,09
GrLt Remold.	28,0	18,0	1,0	216,9	0,26

Constata-se, a partir da Tabela 64, que não há expressiva variação do parâmetro K dentre os materiais estudados neste trabalho. No entanto, observa-se que a magnitude de tais parâmetros é tanto maior quanto mais intemperizado se mostra o solo.

Ao se comparar os valores de K obtidos em condição indeformada e remoldada fica claro o papel da estrutura inicial do material mesmo sob o nível de deformação utilizado na determinação dos módulos. Nos solos saprolíticos estudados a remoldagem promove diminuição da rigidez, que é expressa por K, sendo tal redução mais clara no solo GrVm. Em relação ao solo GrLt verifica-se que a remoldagem eleva o valor de K. Isto se deve, provavelmente, à formação de uma estrutura com poros de menor dimensão e mais bem distribuídos, se comparado ao material indeformado. Tal resultado, no entanto, pode estar relacionado também ao menor índice de vazios inicial dos corpos de prova remoldados.

Com relação ao parâmetro n, não se constatou correlação deste com características relacionadas ao intemperismo dos solos investigados, tampouco com propriedades físicas dos mesmos. Na

Figura 138 são apresentados os resultados do emprego do modelo hiperbólico à predição do comportamento do solo GrAm.

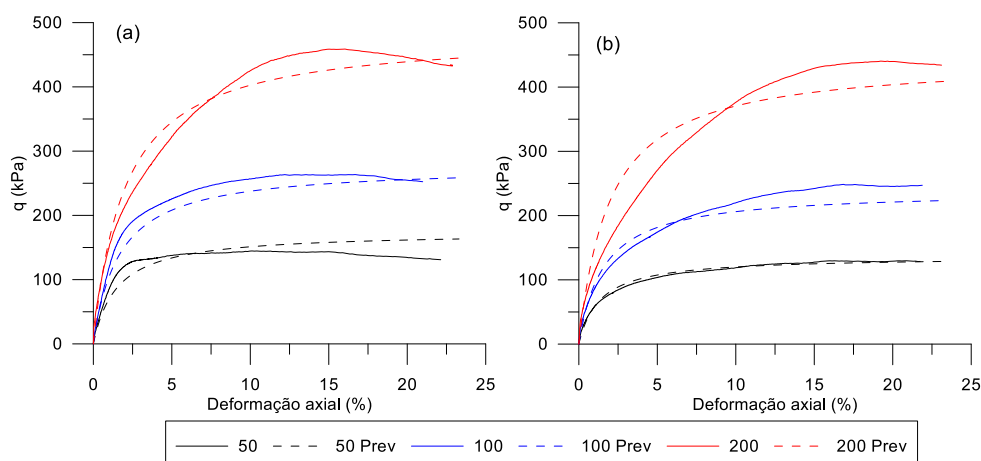


Figura 138: Previsão do comportamento do solo GrAm em ensaio triaxial CID através do modelo hiperbólico (a – indeformado, b – remoldado).

A Figura 138 mostra que este modelo conduz a curvas tensão x deformação bastante similares às obtidas nos ensaios, destacando o solo remoldado sob  $\sigma_3=50$  kPa. As tensões máximas atingidas na previsão são parecidas com às de fato medidas, principalmente no caso indeformado. Em condição remoldada o modelo subestima ligeiramente às tensões desvio máximas, com exceção do ensaio sob  $\sigma_3=50$  kPa.

Com relação à rigidez verifica-se que o modelo prevê o solo indeformado ligeiramente menos rígido do que de fato se mostrou nos ensaios. Quanto ao solo remoldado, o modelo simula com boa fidelidade o trecho inicial das curvas dos ensaios sob confinamento de 50 e 100 kPa, e quando sob 200 kPa de confinamento o modelo superestima a rigidez do material.

Na Figura 139 são apresentados os resultados das análises envolvendo o solo GrVm. Nesta verifica-se que, assim como para o solo GrAm, os melhores resultados de previsão de comportamento foram obtidos para tensões confinantes de 50 e 100 kPa. O modelo subestimou ligeiramente a tensão desvio máxima mobilizada, com exceção dos ensaios sob 50 kPa de confinamento.

Já com relação ao solo indeformado, cabe citar que quando  $\sigma_3=50$  kPa o material mostra-se inicialmente mais rígido que o previsto, enquanto que sob 100 kPa de confinamento o modelo conduz a níveis de rigidez superiores ao medido nos ensaios. Tais resultados indicam que o

emprego de módulos medidos sob 0,25% de deformação para definição dos parâmetros  $K$  e  $n$ , não possibilita a consideração da ocorrência de plastificação do solo.

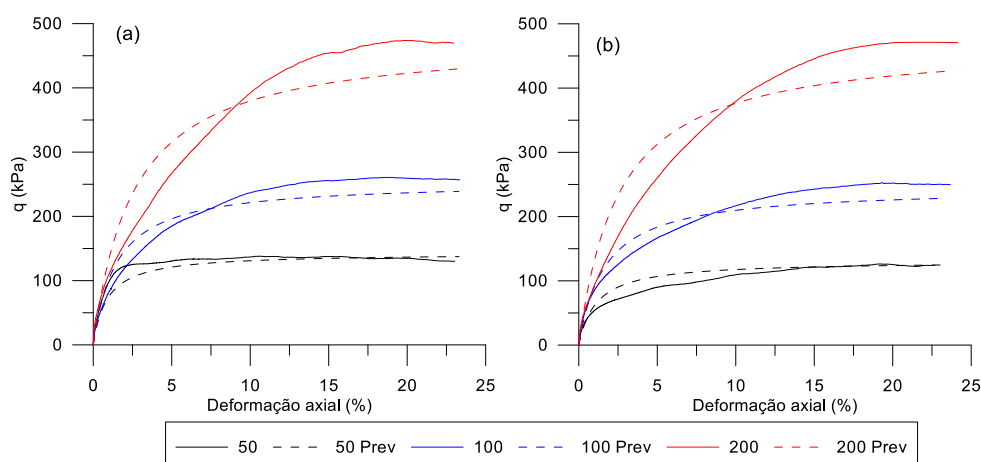


Figura 139: Previsão do comportamento do solo GrVm em ensaio triaxial CID através do modelo hiperbólico (a – indeformado, b – remoldado).

Quando remoldado o novo arranjo das partículas confere menor rigidez ao material e a perda de parte da estrutura faz com que o solo apresente curvas de formato similar sob todos os níveis de confinamento. O modelo também apresenta curvas de igual formato, mas ajustando-se melhor aos dados obtidos sob 50 kPa de confinamento e sempre mostrando o solo mais rígido que o constatado nos ensaios.

A Figura 140 apresenta os resultados das análises aplicadas ao solo GrBt. Observa-se que sob 50 kPa de confinamento os resultados são melhores para a condição remoldada que indeformada. Isto porque quando indeformado o material apresenta um leve pico de resistência gerado provavelmente por agentes cimentantes, mas que não é reproduzido pelo modelo. Com o aumento da deformação e ruptura destes agentes, as curvas do ensaio e da simulação convergem. No solo indeformado sob  $\sigma_3$  superior a 50 kPa as curvas previstas são muito similares às obtidas nos ensaios, assim como ocorre com o solo remoldado sob todos os níveis de confinamento.

Em termos de rigidez, os resultados obtidos no solo GrBt indicam que o modelo subestima a rigidez do material sob baixas tensões confinantes, e superestima-a quando o confinamento é da ordem de 200 kPa nas duas condições de preparação.



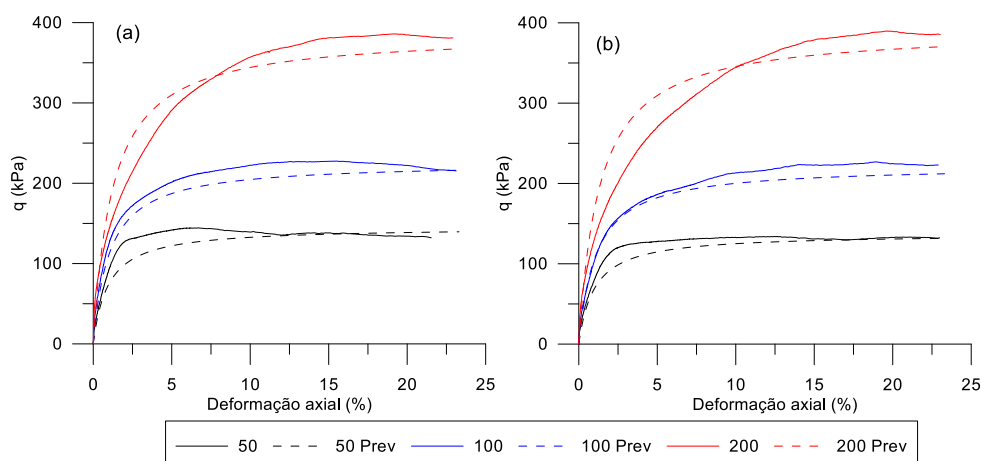


Figura 140: Previsão do comportamento do solo GrBt em ensaio triaxial CID através do modelo hiperbólico (a – indeformado, b – remoldado).

Na Figura 141 são mostrados os resultados obtidos para o solo GrLt.

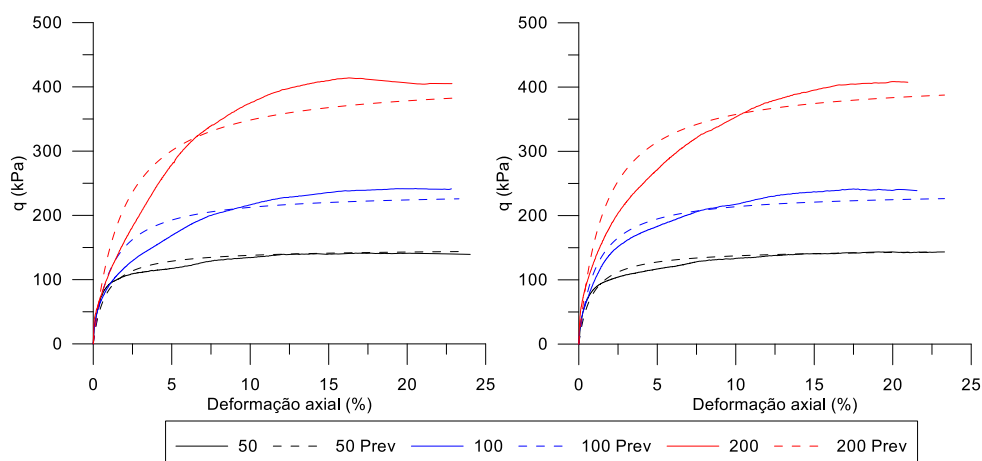


Figura 141: Previsão do comportamento do solo GrLt em ensaio triaxial CID através do modelo hiperbólico (a – indeformado, b – remoldado).

Sobre o emprego do modelo hiperbólico ao solo GrLt destacam-se os excelentes resultados obtidos no que tange aos ensaios para 50 kPa de confinamento. Diferentemente do ocorrido nos solos GrAm e GrVm, o modelo hiperbólico conseguiu reproduzir de forma bastante fiel o trecho inicial das curvas dos ensaios sob tal tensão confinante. Quando sob confinamento de 100 kPa, o modelo acaba por descrever um comportamento mais rígido que o efetivamente medido nos ensaios, sobretudo no solo indeformado. No solo remoldado esta diferença é reduzida.

Quando  $\sigma_3 = 200$  kPa têm-se resultados muito semelhante para os ensaios em solo indeformado e remoldado, cabendo citar que a previsão não atinge os níveis máximos de tensão desvio mobilizadas nos ensaios, e considera o solo inicialmente mais rígido do que efetivamente é.

### 7.3. MODELO *HARDENING*

O modelo denominado *Hardenig*, proposto por Schanz *et al.* (1999), é baseado também em uma relação do tipo hiperbólica entre as deformações verticais e a tensão desvio. No entanto, trata-se de um modelo elasto-plástico que, segundo os próprios autores, é capaz de suplantiar o modelo hiperbólico por três razões: a) usa a teoria da plasticidade ao invés da teoria da elasticidade, b) considera a ocorrência de dilatação no solo, e c) introduz uma superfície de plastificação.

Como supracitado, o modelo apoia-se sobre a ideia básica de uma relação hiperbólica entre deformação axial e tensão desviadora, quando sob carregamento triaxial primário. Nestas condições, conforme Schanz *et al.* (1999), o solo perde rigidez e sofre, simultaneamente, deformações plásticas irreversíveis.

Assim como no modelo hiperbólico, o comportamento tensão-deformação em carregamento primário é não linear, e por isso o modelo emprega módulos elásticos que dependem da rigidez do material. Estes módulos são calculados por meio de um módulo de referência  $E_{ref}^{50}$ , obtido experimentalmente a partir da curva tensão-deformação de um ensaio triaxial, sob mobilização de 50% da tensão cisalhante máxima. Um parâmetro adicional “m” também é empregado e expressa a variação do módulo com a tensão confinante.

Por outro lado, enquanto no modelo hiperbólico as tensões desvio são calculadas por meio de incrementos de deformação axial, no modelo *hardening* calculam-se as deformações geradas para dado incremento de tensão, ou seja, a deformação é função do estado de tensões.

Embora se tenha avaliado a aplicação deste modelo aos solos estudados nesta tese, salienta-se que o mesmo foi desenvolvido para previsão do comportamento de materiais que exibem comportamento do tipo *strain-hardening*, sendo que tal comportamento não fora observado em todos os ensaios realizados. Assim, para os solos aqui estudados, este modelo prevê o comportamento até o momento em que a tensão desvio máxima é atingida.

O parâmetro  $R_f$ , assim como no modelo hiperbólico, corresponde à razão entre a tensão desvio referente à plastificação do solo e à tensão desvio última. Os autores do modelo sugerem  $R_f = 0,9$

como um valor de referência, mas neste trabalho  $R_f$  foi modificado de forma a conduzir ao melhor ajuste do modelo aos resultados experimentais.

Os parâmetros empregados nas previsões do comportamento dos solos investigados por meio do modelo *hardening* são apresentados na Tabela 65. Os módulos de referência  $E_{50}^{ref}$  foram obtidos tendo como tensão confinante de referência  $\sigma_3=100$  kPa.

Tabela 65: Parâmetros empregados no modelo *hardening*.

Material	Parâmetro				
	$\phi'$	C (kPa)	$R_f$	m	$E_{50}^{ref}$ (MPa)
GrAm Indef.	30,5	20,2	0,95	1,00	11,4
GrAm Remold.	30,4	9,6	0,90	0,60	6,0
GrVm Indef.	31,8	8,7	0,85	0,25	5,5
GrVm Remold.	32,2	4,6	0,86	0,80	5,0
GrBt Indef.	26,5	20,0	0,94	0,10	13,7
GrBt Remold.	27,3	16,0	0,94	0,20	9,7
GrLt Indef.	28,0	18,0	0,85	0,80	5,9
GrLt Remold.	28,0	18,0	0,90	0,20	8,4

Analisando os dados da Tabela 65 verifica-se que os valores de  $R_f$  situam-se em um intervalo entre 0,85 e 0,95, e que reflete as características das curvas obtidas experimentalmente. O parâmetro “m” variou de forma aparentemente aleatória e não pode ser correlacionado a características geotécnicas ou índices físicos dos solos estudados.

A magnitude do parâmetro  $E_{50}^{ref}$  mostra-se, no caso dos solos saprolíticos, dependente das condições de integridade do material, isto é, os módulos de referência do solo indeformado são superiores aos do solo remoldado. Cabe destacar ainda que no caso dos solos mais finos, como o GrAm e GrBt, a diferença de rigidez gerada pela remoldagem, e que é expressa pelo módulo de referência, é mais significativa que no solo GrVm, o qual tem granulometria predominantemente arenosa e menor teor de siltes em sua composição. No solo GrLt, por outro lado, o módulo de referência do solo remoldado é superior ao do solo indeformado. Este resultado é semelhante ao que se constatou no modelo hiperbólico quanto ao parâmetro K.

Na Figura 142 são apresentados os resultados obtidos quando do emprego do modelo *hardening* na previsão do comportamento do solo GrAm.

Sob baixas tensões confinantes a cimentação que compõe a estrutura do solo indeformado parece manter-se atuante mesmo após a consolidação, ocorrendo assim uma redução da tensão

desviadora mobilizada, que se expressa sob a forma de um suave pico de resistência. Este pico de tensão cisalhante mobilizada inibe a previsão do comportamento para maiores deformações, já que trata-se de um modelo de enrijecimento.

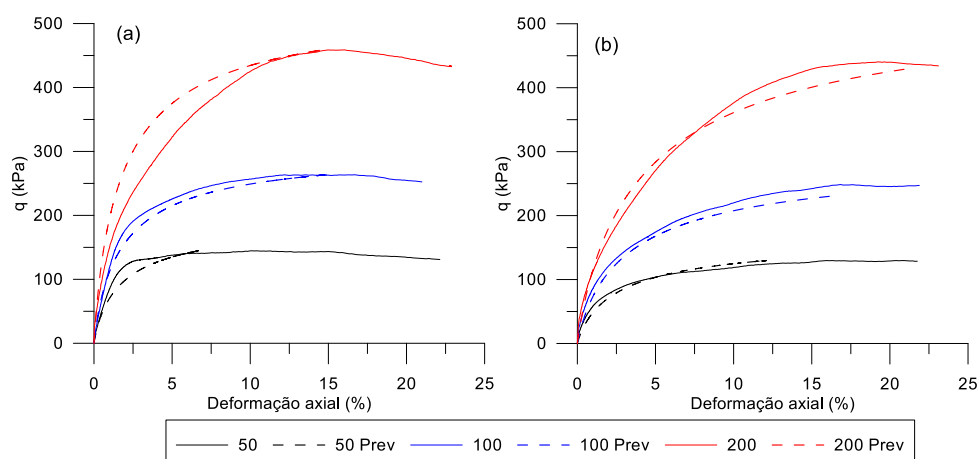


Figura 142: Previsão do comportamento do solo GrAm em ensaio triaxial CID através do modelo *hardening* (a – indeformado, b – remoldado).

Na previsão do comportamento do solo indeformado sob tensões confinantes de 100 e 200 kPa, assim como no solo remoldado sob todos os níveis de tensão, a previsão atinge deformações maiores já que a estabilização ou queda da tensão desvio só se dá mais tardiamente.

Apesar desta limitação, o trecho da curva tensão x deformação previsto pelo modelo mostrou-se bastante fiel ao que fora exibido nos ensaios, inclusive sob 200 kPa de confinamento. Apesar da discrepância observada no ensaio sob  $\sigma_3$  de 200 kPa, os demais modelos apresentam divergência ainda maior relacionadas à previsão da rigidez na fase inicial do ensaio.

Na Figura 143 são apresentados os resultados referentes ao solo GrVm.

Neste material, quando em condição remoldada, pode-se verificar expressiva consonância entre os dados experimentais e os previstos pelo modelo. No caso do solo indeformado resultados menos satisfatórios foram obtidos quando o solo fora ensaiado sob  $\sigma_3 = 50$  kPa, visto que a rigidez do material sob deformação axial inferior a 2,5% não foi reproduzida.

A interrupção precoce das curvas referentes aos ensaios sob 50 kPa de confinamento deve-se, como explicado ao apresentar os resultados do solo GrAm, à queda de tensão desvio ocorrida no ensaio.

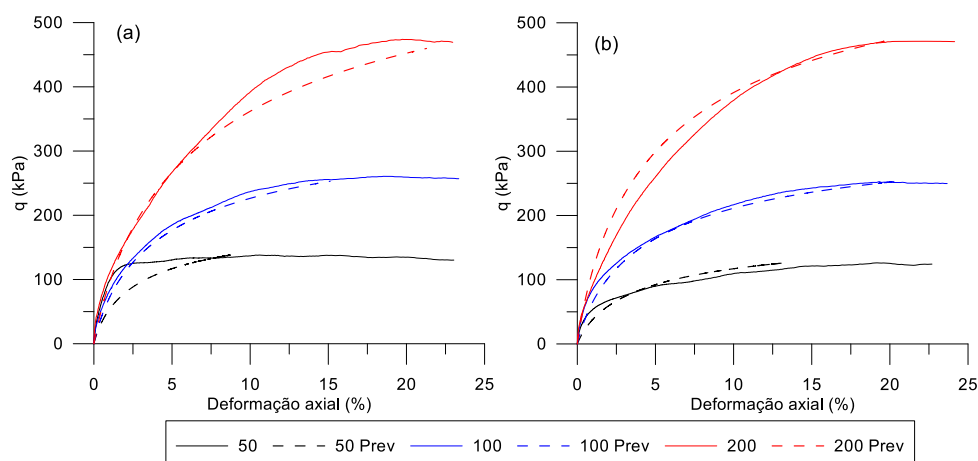


Figura 143: Previsão do comportamento do solo GrVm em ensaio triaxial CID através do modelo *hardening* (a – indeformado, b – remoldado).

A Figura 144 mostra os resultados das simulações envolvendo o solo GrBt.

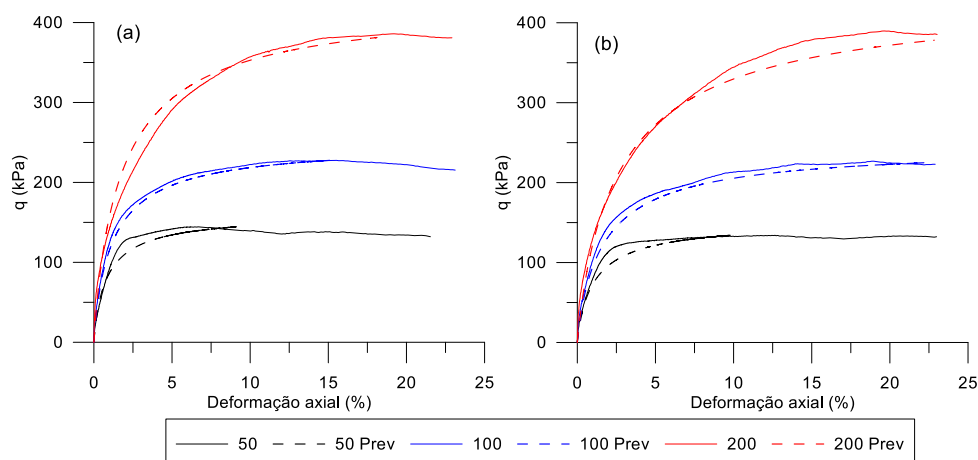


Figura 144: Previsão do comportamento do solo GrBt em ensaio triaxial CID através do modelo *hardening* (a – indeformado, b – remoldado).

Os resultados obtidos ao se aplicar o modelo *hardening* ao solo GrBt revelam dados previstos muito similares aos obtidos experimentalmente, tanto no solo indeformado quanto remoldado. Destaca-se a capacidade do modelo de reproduzir a rigidez inicial do solo sob  $\sigma_3 = 50$  kPa, bem como a plastificação sob níveis de deformação similares aos verificados experimentalmente. As curvas referentes aos ensaios em que  $\sigma_3 = 100$  kPa são praticamente coincidentes com os dados experimentais, embora, no caso do solo indeformado, tenha sido prematuramente interrompida porque houve queda da tensão desvio mobilizada durante o ensaio. No caso dos

ensaios em que  $\sigma_3 = 200$  kPa, as curvas puderam avançar até níveis de deformação coincidentes àqueles a que o solo foi submetido durante os experimentos e com resultados bastante satisfatórios.

Os resultados do emprego do modelo *hardening* para previsão do comportamento do solo GrLt são mostrados na Figura 145.

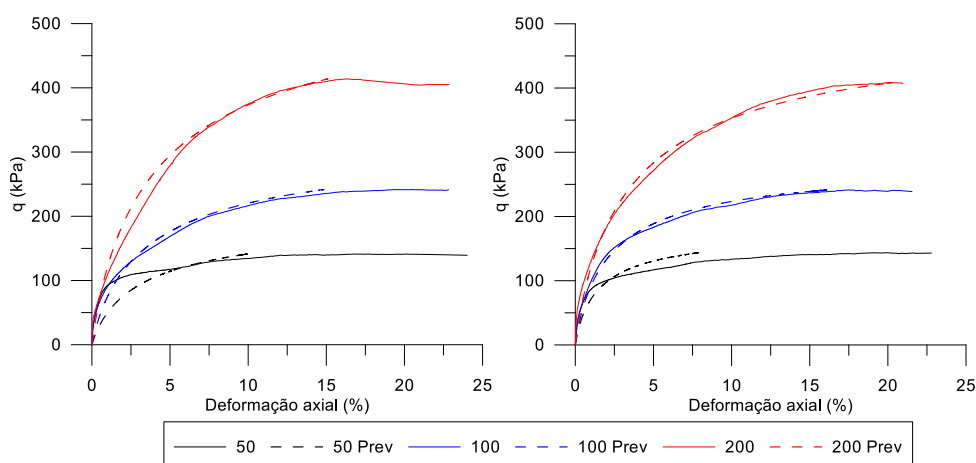


Figura 145. Previsão do comportamento do solo GrLt em ensaio triaxial CID através do modelo *hardening* (a – indeformado, b – remoldado).

O solo GrLt indeformado, ensaiado sob  $\sigma_3 = 50$  kPa, mostrou rigidez inicial bastante superior à registrada nos ensaios sob tensões mais elevadas. Assim, ao se empregar como módulo de referência aquele referente ao ensaio em que  $\sigma_3 = 100$  kPa, em que a rigidez é menor, o modelo não se mostrou apto a reproduzir o comportamento da curva para 50 kPa de confinamento. A solução para tal problema passaria pela adoção de parâmetros de rigidez e de variação da rigidez que contemplem tal mudança brusca na deformabilidade do material.

Sob as demais tensões confinantes, o emprego do modelo para o solo indeformado, resultou em previsões bastante fiéis ao que se registrara experimentalmente. Da mesma forma, foram obtidos resultados de previsão de comportamento bastante fiéis aos experimentais para o solo remoldado. Neste, os resultados quando  $\sigma_3 = 50$  kPa, foram melhores que os referentes ao solo indeformado. Por causa da redução de  $q$  na curva experimental, a curva tensão desvio fora interrompida precocemente, como relatado para os demais solos aqui estudados, em ensaios sob tensão de confinamento de 50 kPa.

#### 7.4. CONSIDERAÇÕES ACERCA DOS RESULTADOS OBTIDOS

Analizando as curvas que relacionam a deformação axial à tensão desvio pode-se considerar o modelo *hardening* como o que melhor reproduziu o comportamento dos solos investigados nas condições de ensaio impostas. Por se tratar de um modelo de enrijecimento, é necessário que haja constante aumento da tensão desvio para que a previsão possa atingir grandes deformações. No caso de redução da tensão cisalhante mobilizada a previsão é interrompida, o que ocorreu comumente ao se reproduzir as curvas dos ensaios sob  $\sigma_3 = 50$  kPa.

Com relação ao modelo hiperbólico, são verificados resultados quase tão bons quanto os oriundos do modelo *hardening*. Considerando que o modelo hiperbólico prevê a tensão desvio mobilizada para dadas deformações, ao passo que o oposto ocorre no modelo *hardening*, foi possível estender as curvas tensão x deformação até os níveis de deformação atingidos nos experimentos, utilizando os dados de incrementos de deformação oriundos dos ensaios.

O modelo hiperbólico mostrou-se bastante eficiente ao prever o trecho inicial das curvas tensão x deformação sob tensão confinante da ordem de 50 kPa, ao passo que perdeu acurácia quando  $\sigma_3 = 200$  kPa. Nesse sentido, desempenho oposto é observado no modelo *hardening*.

O modelo Cam-clay modificado mostrou resultados menos satisfatórios que os demais modelos testados. Isto porque subestimou significativamente a tensão desviadora final atingida nos ensaios sob 50 e 100 kPa de confinamento, principalmente nos solos indeformados. Também teve desempenho pior que os demais porque é incapaz de reproduzir de forma mais fiel o trecho inicial das curvas tensão x deformação da maioria dos ensaios, prevendo um comportamento significativamente menos rígido que o observado experimentalmente.

Assim, pode-se afirmar que os modelos Hiperbólico (DUNCAN e CHANG, 1970) e de *Hardening* (SCHANZ et al. 2000) mostram desempenho satisfatório quando da previsão das curvas de tensão desvio x deformação axial, em ensaios triaxiais drenados convencionais, para os solos tropicais estudados. Apesar de tratarem-se de materiais que tem comportamento bastante condicionado à estrutura inicial, esta não se manifesta sob a forma de forte cimentação ou alta compacidade, e assim picos de resistência mais expressivos não são observados, favorecendo o emprego dos modelos supracitados.

Frente a estes resultados optou-se pelo emprego do modelo *hardening* para representar o comportamento tensão x deformação dos solos estudados nas análises de estabilidade da encosta pelo método dos elementos finitos, as quais serão apresentadas no capítulo seguinte.

## 8. ANÁLISES DE ESTABILIDADE

Este capítulo é dedicado à apresentação dos procedimentos empregados e resultados obtidos nas análises de estabilidade da encosta estudada. Estas análises visam validar o modelo geomecânico elaborado para a encosta bem como avaliar o atual nível de segurança da mesma, tendo em vista as obras de estabilização executadas no local. Adicionalmente, avalia-se o desempenho do projeto de estabilização desenvolvido inicialmente, considerando os parâmetros de comportamento obtidos na campanha experimental e as condições geotécnicas e geológicas identificadas neste trabalho.

O presente capítulo é dividido em duas seções. Na primeira parte são apresentados os resultados referentes às análises efetuadas via equilíbrio limite. Na segunda parte, expõem-se as informações relativas às análises efetuadas por meio do método dos elementos finitos, no qual busca-se investigar os efeitos das intervenções efetuadas ao longo do tempo no que se refere à concentração de tensões e deformações.

### 8.1. ANÁLISES POR EQUILÍBRIO LIMITE

Os métodos de análise de estabilidade por equilíbrio limite empregam o conceito de fator de segurança (FS), que consiste na razão entre a resistência ao cisalhamento do solo e a tensão cisalhante atuante. As análises executadas neste trabalho baseiam-se no método de Morgenstern-Price (1965). Conforme relata Duncan (1996), são características deste método: i) a possibilidade de análise de superfícies de ruptura de qualquer formato, ii) a capacidade de satisfazer toda as condições de equilíbrio e, iii) permitir a variação dos esforços entre lamelas.

As análises de estabilidade por equilíbrio limite foram realizadas considerando-se a encosta em três situações distintas. Inicialmente, analisou-se a estabilidade com base nas condições existentes em 2006, antes da ruptura de maior monta ocorrida 2010. Em seguida analisou-se as condições de estabilidade apresentadas caso o projeto previsto em 2011 houvesse sido completamente implementado. Por fim foram realizadas análises da encosta na condição atual (2014).



### 8.1.1. Análises da encosta em condições anteriores à ruptura

As análises aqui apresentadas consideram a encosta na condição em que se encontrava antes de 2010, quando ocorreu uma ruptura ao pé da mesma. Com base no conhecimento da geometria da cicatriz desta ruptura, procedeu-se com a execução de análises em que se buscou reproduzir uma ruptura de geometria similar, avaliando a validade dos parâmetros de comportamento obtidos experimentalmente, e as condições de poropressão que conduziram à referida ruptura.

Na Figura 146 apresenta-se o modelo geomecânico empregado para a encosta como um todo, bem como os parâmetros de comportamento atribuídos aos materiais considerados nas análises.

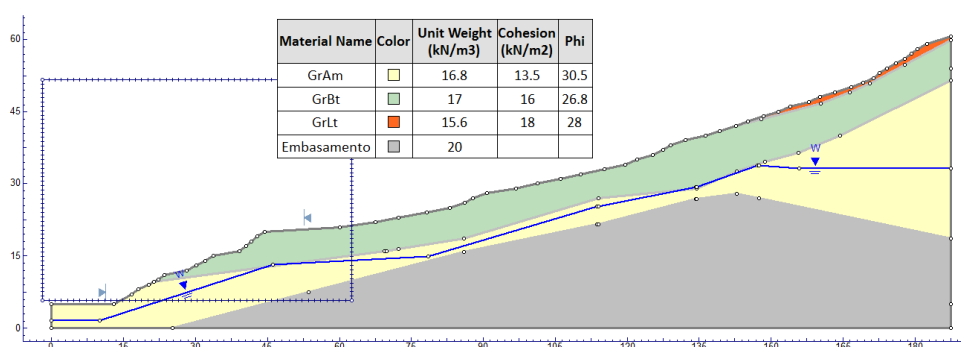


Figura 146: Modelo geomecânico empregado nas análises de estabilidade da encosta (geometria anterior à ruptura).

As análises concentraram-se na região do pé da encosta, onde ocorreu a ruptura relatada. Foram efetuadas análises considerando o nível d'água inicialmente na cota indicada na Figura 146 e também próximo à superfície.

A análise efetuada, considerando o nível d'água na posição mostrada na Figura 146, indicou um  $FS=1,89$ , correspondente a uma superfície de ruptura semelhante à observada quando a referida instabilidade ocorreu. Ao se analisar o mesmo problema considerando o nível d'água junto à superfície, obteve-se um  $FS$  mais baixo, como esperado, da ordem de 1,19.

Uma terceira análise foi realizada empregando-se  $r_u=0.6$ , que corresponde a uma condição de completa saturação do solo e em que há surgência de água. Verificou-se que nesta condição a referida superfície assume  $FS=1$ , o que indica a iminência da ruptura.

Tais resultados sugerem que a ocorrência da ruptura em 2010 pode ter sido, de fato, motivada pelo elevado volume de chuva precipitado no período, que aliado a já abundante quantidade de água no terreno (o lençol freático é sazonalmente aflorante em alguns pontos da encosta) levou

a encosta à saturação. Uma importante característica é a ausência dos veios argilosos nesta região, ao menos na massa de solo GrAm, que é o material que condicionou a ruptura. Ao se estender a análise a toda a encosta, para esta situação pré-ruptura de 2010, a região do pé da encosta se mostrou, de fato, a área mais suscetível à ocorrência de instabilidades.

### 8.1.2. Análises da encosta sob geometria prevista no antigo projeto de estabilização

Neste item são apresentados os resultados das análises de estabilidade da encosta considerando a reconfiguração de topografia que o projeto proposto em 2012 sugeriu. Esta configuração acabou não sendo totalmente concluída, já que as obras precisaram ser suspensas, uma vez que as bancadas previstas em projeto não se mantinham estáveis e rompiam enquanto executadas.

Através destas análises buscou-se investigar os agentes condicionadores de tais rupturas, bem como avaliar se nas análises os taludes projetados apresentar-se-iam estáveis considerando os parâmetros de resistência obtidos na campanha experimental desta pesquisa.

O modelo geomecânico empregado é mostrado na Figura 147. Cabe destacar a indicação dos limites em que foram investigadas as rupturas, delimitados com base na região que, na época, foi acometida por instabilidade durante as atividades de terraplenagem.

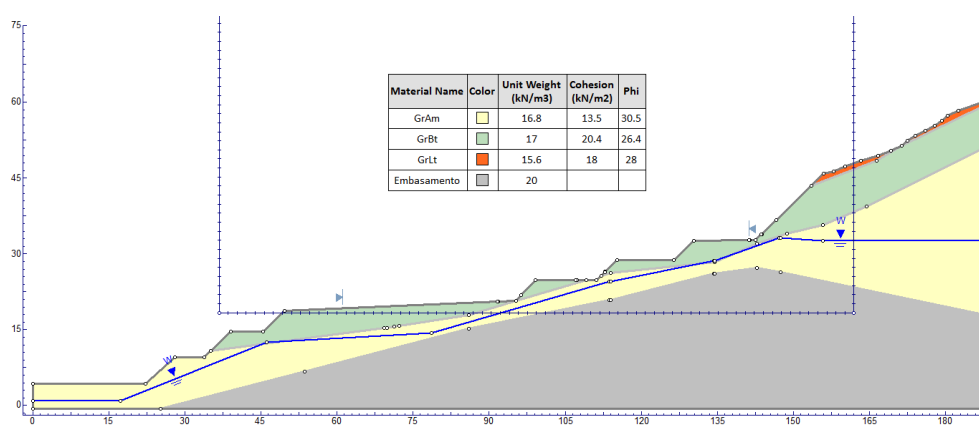


Figura 147: Modelo geomecânico empregado nas análises de estabilidade da encosta (geometria prevista em projeto).

Num primeiro momento utilizou-se os parâmetros mostrados na Figura 147, bem como o nível d'água na posição indicada. Nestas circunstâncias encontrou-se FS mínimo da ordem de 2,75, relacionados principalmente a rupturas mais profundas e generalizadas (Figura 148). Tal condição decorre do fato de os materiais terem apresentado elevados níveis de coesão nos

ensaios triaxiais, tornando bastante improvável a ocorrência de rupturas superficiais, como as observadas.

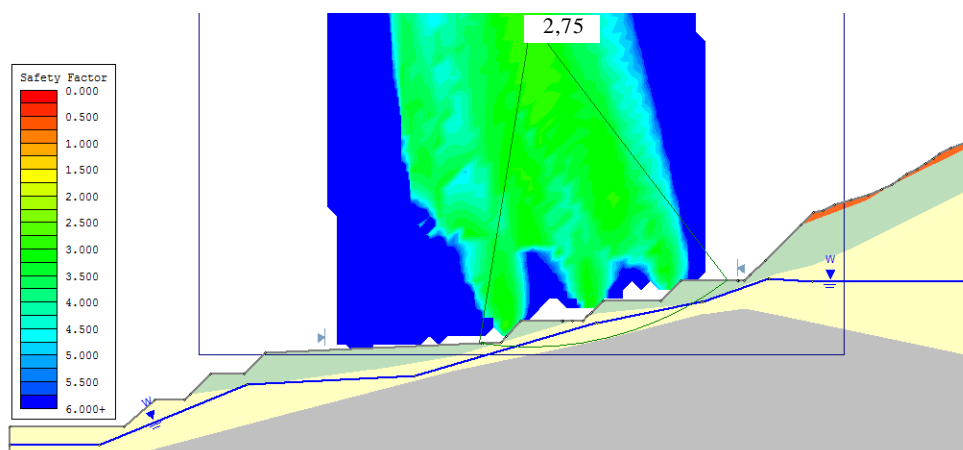


Figura 148. Resultado da análise de estabilidade para geometria prevista em projeto.

Posteriormente analisou-se a estabilidade da referida encosta considerando o nível d'água junto à superfície. Nesta condição foi obtido FS maior que 2, mostrando que sob a regência dos parâmetros de comportamento obtidos em laboratório não ocorreriam rupturas na encosta, tampouco de forma localizada junto às banquetas.

Análises complementares foram realizadas considerando o solo com menor resistência ao cisalhamento, reduzindo-se os parâmetros  $c'$  e  $\phi'$ . Assumiu-se as condições hidrogeológicas representadas por  $r_u=0,5$  (que representa o solo próximo à saturação), visto que durante as obras de terraplenagem o solo mostrou-se com alto teor de umidade, e em alguns casos reportou-se a ocorrência de surgência de água. Desta forma foi possível reproduzir as rupturas observadas em campo. Os resultados da análise, com FS próximo a 1, mostrados na Figura 149, foram obtidos adotando-se para o solo GrBt parâmetros de resistência  $c'=5$  kPa e  $\phi'=20^\circ$ .

Tal redução dos parâmetros para execução das simulações tem justificativa em face da presença massiva de veios de argila (solo ArBr) que atuam como descontinuidades da massa de solo residual. Estas promovem a redução da coesão e também do ângulo de atrito, além de atuarem como barreiras que provocam acúmulo de água na massa de solo, já que devem ter permeabilidade muito baixa (não foi medida neste trabalho).

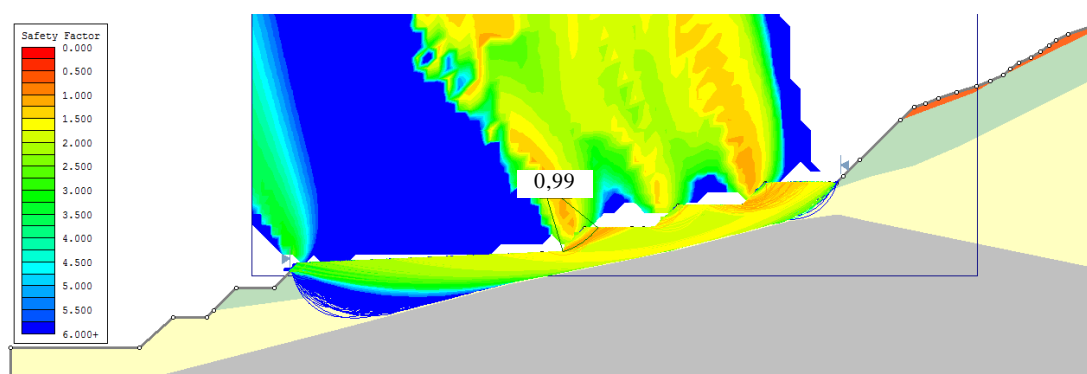


Figura 149. Resultado da análise de estabilidade para geometria prevista em projeto com redução da resistência do solo.

Dessa forma, sugere-se que os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo GrBt, obtidos em corpos de prova triaxiais, não se mostram representativos da massa de solo para análise da estabilidade da encosta como um todo. É preciso considerar a influência destas lentes argilas como redutores da resistência ao cisalhamento. A estabilidade da encosta é regida por parâmetros de resistência que não são os medidos em laboratório nos solos investigados, mas dependem da inter-relação entre diversos materiais.

### 8.1.3. Análises da encosta na situação atual

São apresentados a seguir os resultados das análises de estabilidade da encosta considerando a condição em que ela se encontrava em 2014. A topografia proposta no projeto mencionado previamente foi modificada, tendo sido incorporados dois muros de gabião como elementos de contenção. O primeiro deles foi construído no pé da encosta, em 2012. O segundo muro, localizado mais a montante, foi executado em 2013.

Embora existam edificações entre os muros de gabião, nenhuma delas localiza-se sobre o eixo delineado pelas rupturas progressas. Assim, pode-se considerar o modelo geomecânico mostrado na Figura 150 como representativo da encosta.

A região mais investigada consiste na porção da encosta onde tem-se registrado uma série de pequenos movimentos gravitacionais de massa e o surgimento de trincas no terreno, como descrito no Capítulo 3. Análises neste intervalo revelaram FS mínimo da ordem de 1,85, correspondente a rupturas próximas da cota de referência 40 m, como mostra a Figura 151a. Ao se considerar o nível d'água próximo à superfície obteve-se FS=1,15 (Figura 151b), mas a posição da superfície crítica não se alterou.

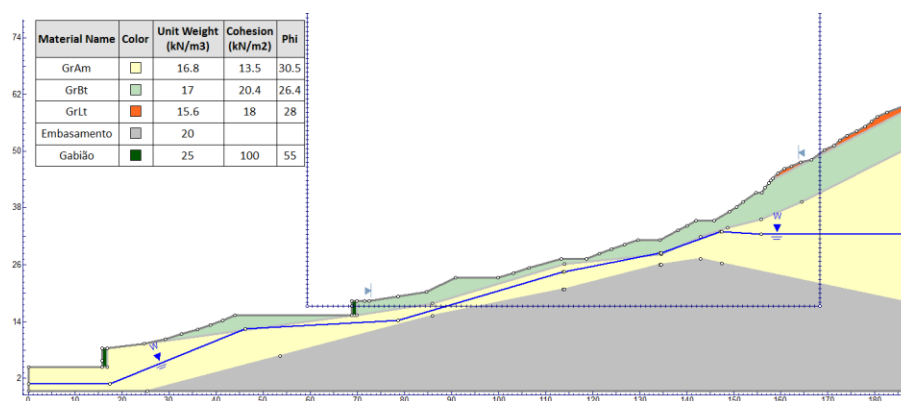


Figura 150: Modelo geomecânico empregado nas análises de estabilidade da encosta (condição atual).

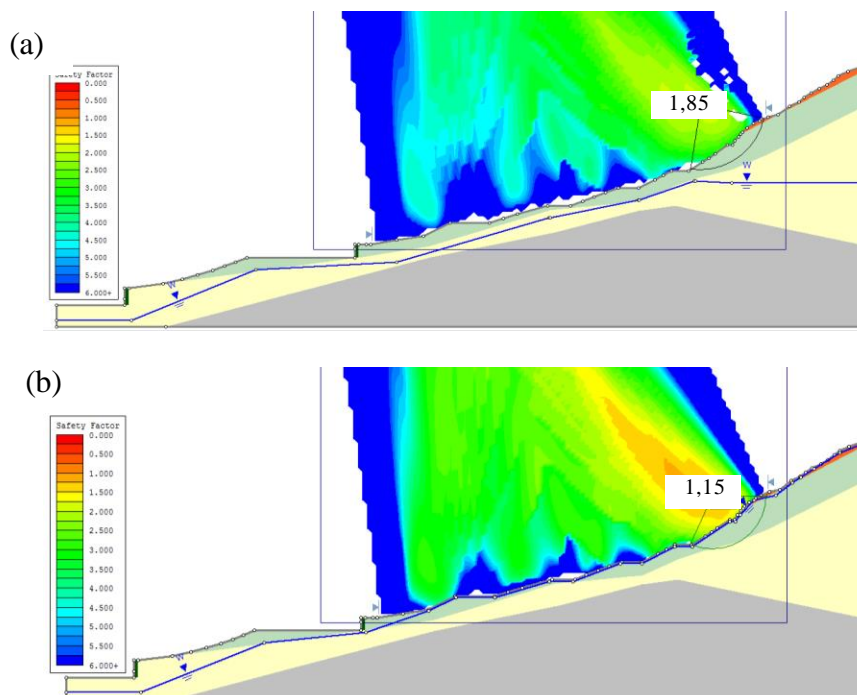


Figura 151: Resultado da análise de estabilidade para geometria atual.

Também nesta situação, assim como na seção anterior, constata-se que, sendo a resistência do solo condicionada pelos parâmetros obtidos nos ensaios laboratoriais, a encosta mantém-se estável, mesmo sob condições críticas impostas pela elevação do lençol freático. Quanto à localização das rupturas, os resultados obtidos são corroborados por rupturas identificadas no terreno, em locais compreendidos pela potencial superfície de ruptura prevista nas análises. As rupturas nesta região da encosta têm o aspecto mostrado na Figura 152.



Figura 152: Rupturas rasas junto à superfície de ruptura crítica.

Estes resultados mostram também que é necessário atentar-se para a predisposição desta região da encosta à ocorrência de rupturas mais profundas, as quais viriam a mobilizar também o material posicionado a montante. Nesse sentido, ao se estender o limite da análise para o ponto mais elevado da seção, obteve-se uma superfície que congrega um volume de material significativamente maior, com FS de 1,5 quando o solo se encontra em condição seca.

Porém, como sugerido na seção anterior, a resistência do maciço frente a rupturas rasas (mas não superficiais), não é dada unicamente pelos parâmetros do material predominante, neste caso o solo GrBt. Sugere-se que parâmetros reduzidos de resistência poderiam ser empregados para expressar o comportamento do maciço contendo descontinuidades preenchidas ou não por argila. Nesse sentido, como forma de validar esta proposição foram realizadas algumas análises considerando que na porção central da encosta, onde o solo ArBr é mais abundante, o solo GrBt tem resistência definida por  $c'=5$  kPa e  $\phi'=20^\circ$ . O resultado obtido é mostrado na Figura 153.

O FS=1,17 mostra que, sendo a resistência operacional expressa por tais parâmetros, a encosta se mantém estável, mas em condição próxima do equilíbrio limite. Esta situação crítica pode ser ratificada pela condição estável da encosta em nível macro, mas com a existência de trincas no solo, localizadas em parte das banquetas construídas nas atividades de terraplenagem que conduziram à atual configuração topográfica. Tais trincas não evoluíram para o desprendimento da massa de solo, mas são indicações de tensões cisalhantes elevadas nestas regiões. As áreas de ocorrência de trincas e a feição das mesmas são mostradas na Figura 154.



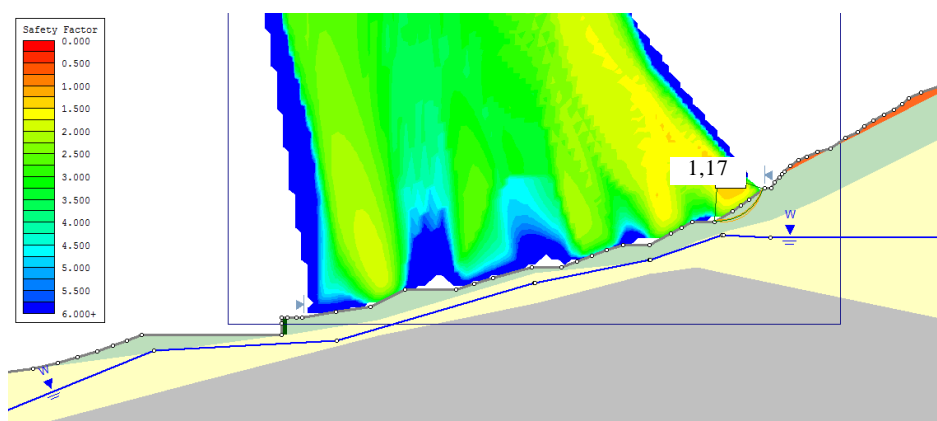


Figura 153: Resultado da análise de estabilidade para geometria atual com redução da resistência do solo.

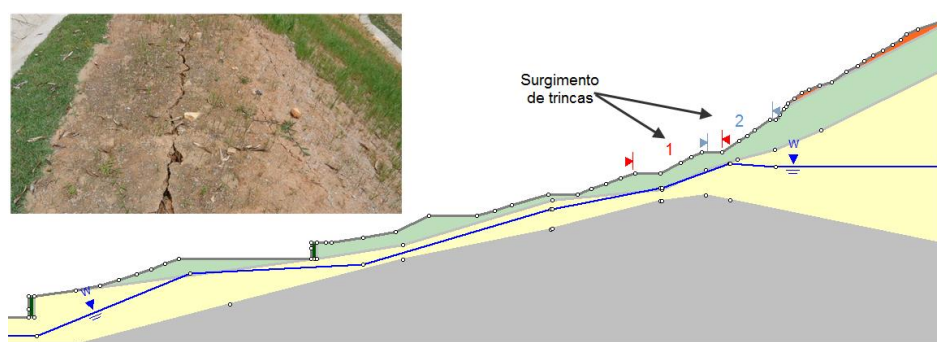


Figura 154: Localização das áreas de surgimento de trincas no terreno e áreas analisadas.

Tais trincas foram tomadas como referência para o traçado de superfícies de ruptura potenciais. Estas superfícies, denominadas “ruptura 1” e “ruptura 2” e mostradas na Figura 154, foram analisadas empregando-se inicialmente os parâmetros de resistência do solo GrBt obtidos em laboratório. Para a ruptura 1 na condição mostrada na Figura 154 obteve-se  $FS=3,65$ . Levando o nível d’água à superfície o FS foi reduzido a 2,5. No caso da ruptura 2, obteve-se, na condição seca  $FS=2,8$  e ao se levar o nível d’água até a superfície o FS passou a ser 1,95. Tais resultados indicam que os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo GrBt, obtidos por meio de ensaios triaxiais, conduzem a fatores de segurança que não parecem condizer com o comportamento da encosta.

Por conta disso foram realizadas análises de estabilidade em que a resistência do solo GrBt foi expressa pelos parâmetros  $c'=5$  kPa e  $\phi'=20^\circ$ , valores estes cuja obtenção foi previamente discutida. As análises considerando o nível d’água na posição dita original, ou seja, o solo seco

parcialmente seco, resultaram em  $FS=1,49$  para a ruptura 1 e  $FS=1,12$  para a ruptura 2. Quando, posteriormente, se simulou a elevação do lençol freático a superfície, foram obtidos os FS e superfícies mostrados na Figura 155.

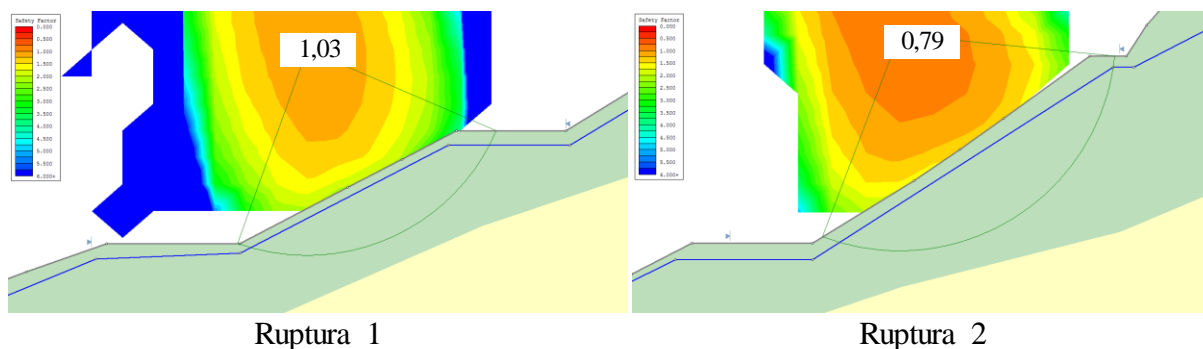


Figura 155: Análises de estabilidade nas áreas de ocorrência de trincas.

Estas análises mostram que a elevação do nível d'água é capaz de deflagrar movimentos de massa nestas regiões. A ocorrência da ruptura 1 requer uma elevação mais expressiva do lençol freático que a ruptura 2, mas quando este se aproxima da superfície a ruptura 1 tende a ser deflagrada. Para a deflagração da ruptura 2 não se necessitaria a elevação do nível d'água até a superfície. Nesse contexto, cabe citar que justamente na área que compreende a ruptura 2 as sondagens SPT revelaram o nível d'água localizado a uma distância da superfície maior que no restante da encosta.

Assim, o surgimento das trincas no terreno pode ser explicado pela elevação do lençol freático e pela resistência operacional do solo expressa por parâmetros inferiores aos medidos em laboratório. Isto porque há influência das discontinuidades e estruturas reliquias presentes no maciço. Qualquer intervenção para melhoria da estabilidade desta área da encosta, requer, de acordo com estes resultados, sistemas de drenagem profundos que evitem a elevação do lençol freático e saturação do solo GrBt.

## 8.2. ANÁLISES POR ELEMENTOS FINITOS

As análises da encosta por meio do método dos elementos finitos (FEM) foram executadas com o intuito de avaliar duas questões. Inicialmente investigou-se os efeitos da elevação do lençol freático, em termos de tensão e deformação, para a estabilidade da porção da encosta que veio a romper no ano de 2010. Nesta etapa visou-se averiguar se as análises por elementos finitos



corroborariam os resultados obtidos por equilíbrio limite, no que tange à formação de uma superfície de ruptura como a observada em campo.

Posteriormente visou-se avaliar, em termos de concentração de tensão, os efeitos das alterações geométricas impostas à encosta desde à ruptura ocorrida em 2010. Nesse sentido, busca-se apresentar um panorama geral das atuais condições de estabilidade da encosta, identificando áreas que inspiram maior atenção.







Com relação à avaliação da atual condição da encosta, o método dos elementos finitos se mostra interessante porque, conforme reportam Griffiths e Lane (1999), não necessitam ser adotadas hipóteses acerca da localização e formato das superfícies de ruptura, já que as rupturas ocorrem de maneira natural nas regiões onde a resistência ao cisalhamento do solo é vencida. Nesse sentido, entende-se que identificar as áreas com níveis elevados de tensão cisalhante é importante para a localização de zonas passíveis de ruptura.

As análises aqui apresentadas foram executadas com emprego do *software* PLAXIS, empregando-se inicialmente dois modelos de comportamento: Mohr-Coulomb e *Hardening*.

O modelo *hardening* foi empregado porque mostrou-se o mais competente na previsão do comportamento dos solos estudados nesta tese, conforme foi exposto no capítulo anterior. Já o emprego do modelo Mohr-Coulomb se deu apenas na primeira fase das análises, de maneira a comparar os resultados deste que é um critério de ruptura consagrado, e que requer um número mais reduzido de parâmetros, com o modelo *hardening*.

Os parâmetros de comportamento assumidos nas análises foram obtidos nesta tese, os quais estão sumarizados na Tabela 66. Os demais parâmetros empregados, e que não constam na tabela, retirados da biblioteca do próprio *software*.

Tabela 66: Parâmetros de comportamento empregados nas análises por elementos finitos.

Material		$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	c' (kPa)	$\phi'$ (°)	Mohr-Coulomb		Hardening	
					E <sub>oed</sub> (MPa)	$\nu$	E <sub>ref</sub> <sup>50</sup> (MPa)	m
GrAm		16,84	13,5	30,5	6,0	0,3	11,4	1,0
GrBt		16,98	20,4	26,4	3,0	0,3	13,7	0,1
GrLt		15,65	18,0	28,0	5,0	0,3	5,9	0,8
Gabião		22,00	200,0	55	20,0	0,45	Mohr Coulomb	
Embasamento		26,00	2000,0		500,0	0,2	Mohr Coulomb	

### 8.2.1. Análises da encosta frente à ruptura de 2010

Para as análises da ruptura do pé da encosta empregou-se como condição inicial o modelo mostrado na Figura 156, que neste caso representa apenas a parte da elevação que apresentou instabilidades naquela época. Esta análise contemplou a realização de sucessivas elevações do lençol freático, até que o mesmo alcançasse, em média 3 m abaixo da superfície do terreno.

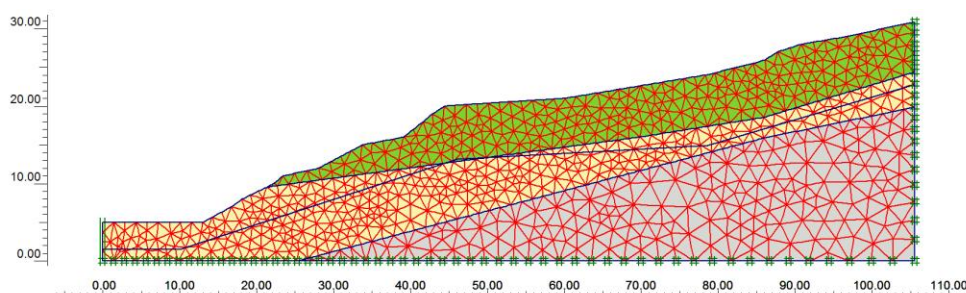


Figura 156: Modelo empregado na análise da ruptura do pé da encosta.

Os resultados das análises são mostrados na Figura 157, em termos de tensão cisalhante relativa (a) e de deformação (b), para os modelos *hardening* (H) e Mohr-Coulomb (MC). A tensão cisalhante relativa é definida como a razão entre a tensão cisalhante atuante e a tensão de cisalhamento de ruptura. Os resultados mostrados na Figura 157 referem-se à simulação do último estágio de elevação do lençol freático.

Através destas análises verifica-se que, de fato, há uma concentração de tensões cisalhantes na região que veio à romper. As áreas em que ocorrem os maiores acréscimos de tensão cisalhante, obtidas com os dois modelos são similares, mas o modelo de Mohr-Coulomb conduz à elevações de tensão cisalhante mais expressivas que o modelo *hardening*.

Quando utilizado o modelo *hardening*, tem-se as maiores concentrações de tensão ao longo de uma área que não corresponde exatamente àquela em que a ruptura ocorreu, e incrementos de tensão mais elevados junto ao solo GrBt. Empregando o modelo de Mohr-Coulomb os acréscimos de tensão cisalhante ocorrem de forma mais dispersa, sendo significativamente maiores no solo GrAm. Ainda, no modelo *hardening* a transição de materiais leva a descontinuidade menos claras nos espectros de tensões cisalhantes do que o modelo de Mohr-Coulomb.

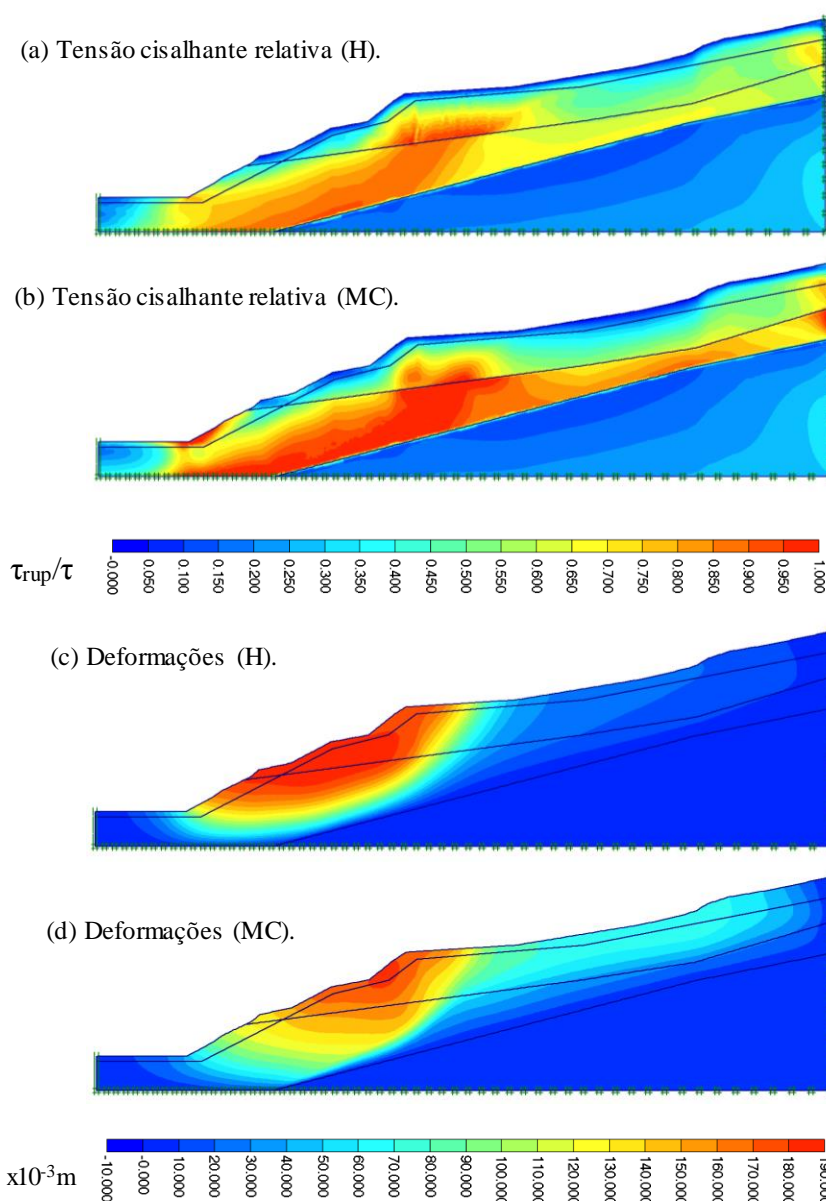


Figura 157: Resultados das análise por elementos finitos da ruptura ao pé da encosta.

Com relação às deformações, cabe salientar que não se pretende aqui avaliar a magnitude das mesmas, mas sim as regiões em que tendem a ser mais significativas. Considerando que parte dos parâmetros empregados nas análises foram estimados, não é coerente assumir os níveis de deformação como representativos das condições de campo.

Comparando as Figura 157c e 157d constata-se que a região suscetível à maiores deslocamentos, prevista pelo modelo *hardening*, corresponde bastante bem à observada em campo. Esta região é também similar à delineada como superfície mais crítica nas análises por equilíbrio limite. Já as deformações previstas ao se empregar o modelo de MC remetem à uma

superfície menos circular, e que não delimita de forma clara a área efetivamente mobilizada quando da ocorrência da instabilidade analisada. Tais resultados indicam, portanto, que o modelo *hardening* mostra-se mais coerente do que o modelo de Mohr-Coulomb na identificação de potenciais rupturas neste caso. Assim, os resultados das demais análises serão apresentados a seguir considerando apenas os obtidos com emprego do modelo *hardening*.

### 8.2.2. Análises dos efeitos das alterações da geometria da encosta.

Nesta seção são apresentados os resultados referentes às análises dos efeitos das alterações da geometria da encosta. Para tal são considerados três momentos distintos: (i) anterior à ruptura de 2010 que é a condição inicial, (ii) a geometria prevista no primeiro projeto de estabilização, e (iii) geometria atual.

Os parâmetros de comportamento empregados são os mostrados na Tabela 66, salientando-se que os resultados doravante apresentados foram obtidos com emprego do modelo *hardening*, para previsão do comportamento dos solos envolvidos. A Figura 158 apresenta o modelo empregado nestas análises, em que se engloba toda a extensão da encosta que foi, no período analisado, submetida a mudanças geométricas.

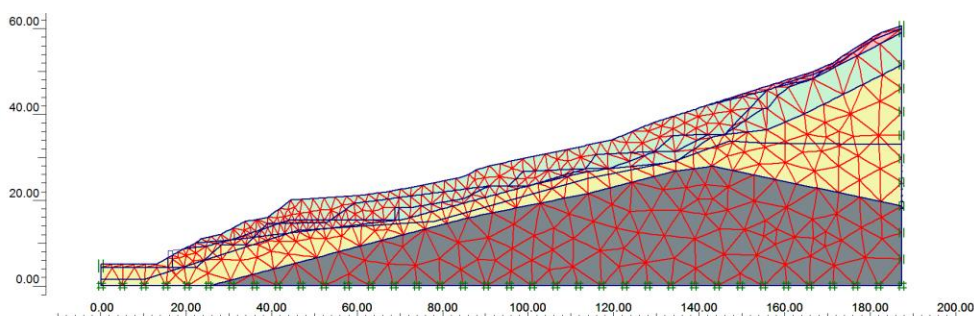


Figura 158: Modelo empregado na análise global da encosta.

O projeto de estabilização inicialmente proposto previa a execução de bancadas ao longo da talude. Os efeitos destes cortes em termos de tensões e deformações são mostrados na Figura 159. Considerou-se que os cortes conduziram a uma redução na cota do nível d'água, a qual, nesta análise, assumiu-se semelhante à configuração que é atualmente observada.

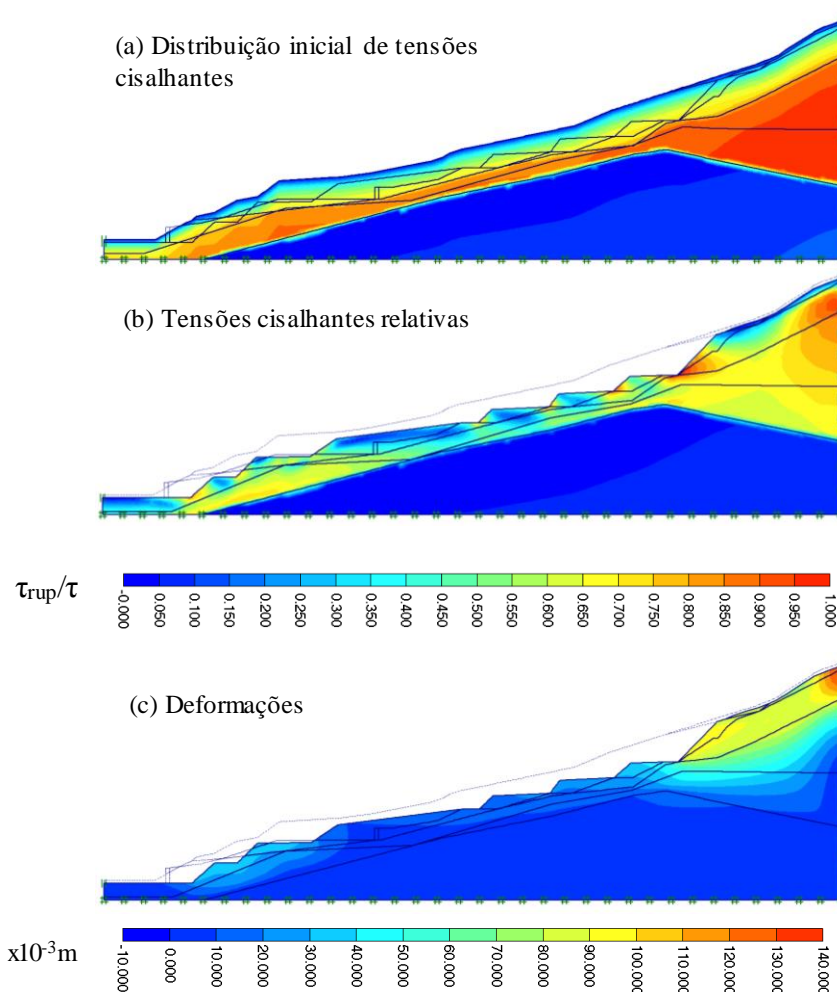


Figura 159: Resultados obtidos para a geometria prevista no projeto de estabilização.

A Figura 159 mostra que a configuração topográfica prevista no projeto de estabilização leva à concentração de tensões cisalhantes junto ao pé das bancadas, desde o primeiro talude, junto ao condomínio, até o último, mais a montante. Assim, fica evidenciado o mecanismo das rupturas dos taludes durante as obras que levariam a encosta a assumir esta geometria. Por outro lado, na porção central da encosta a análise mostra que as obras resultariam, de fato, em um alívio das tensões cisalhantes, se comparadas as Figura 159a e b.

Em termos de deformação constata-se que apesar da concentração de tensões nos pés das bancadas, não foram previstos deslocamentos tão significativos neste local, quanto no topo da seção. O fato de terem ocorrido rupturas na região onde foi executado o retaludamento deve-se, provavelmente, a ação das estruturas reliquias, principalmente dos veios argilosos, os quais não puderam ser incluídos nas análises. Tais estruturas parecem condicionar a resistência

ao cisalhamento operacional desta porção da elevação, como discutido nas análises por equilíbrio limite, e como reportado por outros autores na literatura (vide Seção 2.5.2).

Nestas circunstâncias a área mais crítica da encosta frente a deformações é o topo da seção, como já revelado na análise das tensões cisalhantes. No entanto, chama-se a atenção à concentração de deformações junto ao pé da encosta, próximo à área urbanizada.

Por fim na Figura 160 são apresentados os resultados das análises que consideram a atual configuração da encosta, incluindo as estruturas de contenção construídas.

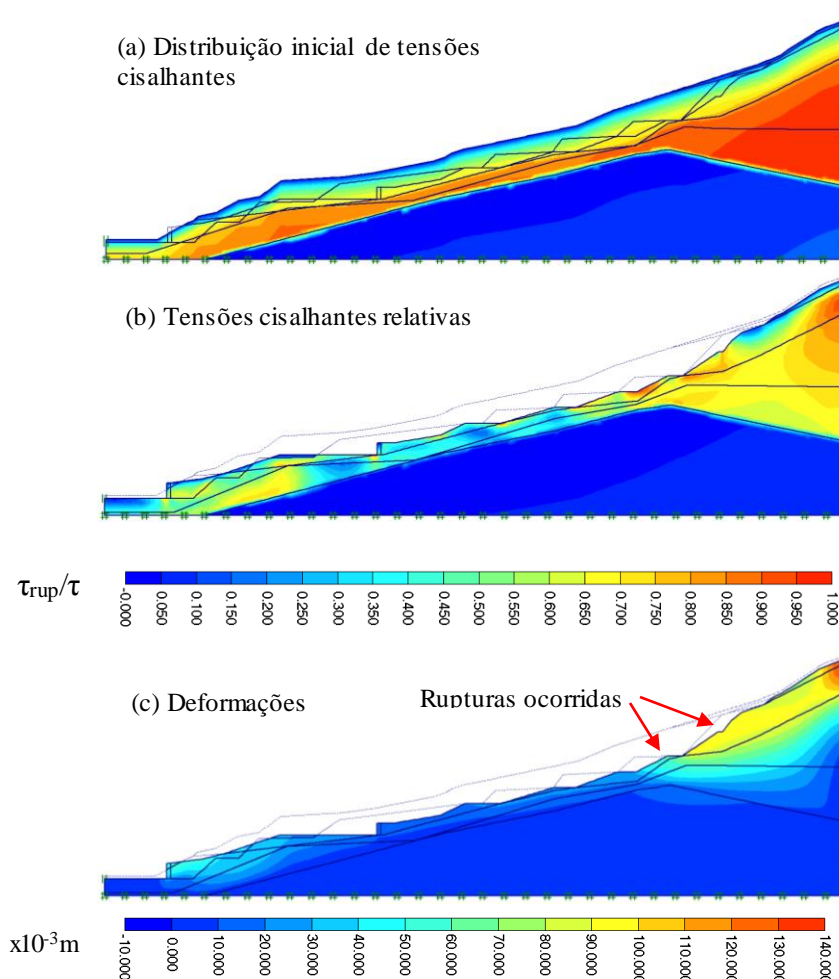


Figura 160: Resultados obtidos para a geometria atual da encosta.

Com relação às tensões cisalhantes observa-se que atualmente as concentrações mais críticas agem nos dois taludes mais a montante, estabelecendo inclusive o formato de potenciais superfícies de ruptura. Cabe lembrar que justamente nestes dois taludes trincas foram observadas no terreno logo após a execução dos cortes que resultarem na atual configuração



topográfica. Chama-se a atenção também aos razoáveis níveis de tensão na região localizada entre os dois muros de gabião. Nesse sentido recomenda-se fortemente obras de drenagem profunda nessa porção do terreno, tendo em vista que aí diversas moradias estão sendo construídas.

A Figura 160c corrobora o espectro de tensões cisalhantes apresentados pela Figura 160b. Estes resultados são ratificados pelas rupturas ocorridas nesta região do terreno (Figura 154). Deve-se citar ainda a concentração de tensões e deformações esperadas para a porção mais a montante da seção, que torna uma significativa porção de solo suscetível à instabilidade. Nesta área inspeções revelaram trincas no terreno, em meio à vegetação, o que também é indicativo da validade do modelo empregado.

A Figura 160c também mostra que, depois dos taludes existentes nas cotas mais elevadas, o pé da encosta é a área mais suscetível a deformações, reforçando a necessidade de melhorias nas soluções de estabilização adotadas, ou então da implantação de sistemas de monitoramento geotécnico.

## 9. CONCLUSÕES

Esta tese estudou uma encosta natural que foi alterada pela urbanização na área próxima e por intervenções realizadas para melhorar sua estabilidade a partir de 2010.

- Aspectos geológicos

Foram feitos estudos geológicos e geotécnicos em toda a encosta. Do ponto de vista litológico, na área de estudos há predominância de granitoides, mas a ocorrência de riolito também foi constatada. A área é transpassada por uma falha, denominada Falha 1, cuja localização pôde ser confirmada visualmente. Ela apresenta orientação similar à de diversas outras descontinuidades que transpassam a região, estando relacionada ao Cinturão de Cisalhamento Sul-brasileiro. Esta falha está preenchida por riolito bastante alterado devido à atividade hidrotermal. Duas outras falhas foram inferidas a partir das investigações por eletrorresistividade e sondagens SPT, mas suas posições exatas e extensões não puderam ser definidas.

A rocha granítica presente na área estudada foi classificada como sendo um granodiorito em função de sua composição mineralógica. O intemperismo desta rocha deu origem a um perfil de alteração com espessura bastante variável, função dos diferentes graus e agentes de intemperismo. Além da espessura variável, os agentes de intemperismo e alteração hidrotermal deram origem a solos com características geotécnicas, químicas e mineralógicas distintas, o que levou à discretização de diversos materiais na área de estudos: solos residuais de granito amarelo (GrAm), vermelho (GrVm), com biotita (GrBt) e um lateritizado (GrLt), além de uma argila de preenchimento de descontinuidades (ArBr).

Foi realizada uma série de análises químicas que foram utilizadas na quantificação de índices de intemperismo. A quantificação do grau de intemperismo mostrou-se coerente ao indicar o solo GrLt como o mais intemperizado dentre os materiais saprolíticos e lateríticos, seguido do solo GrBt. No entanto, os índices não descreveram adequadamente os solos GrAm e GrVm. Os índices que indicaram o solo GrAm como o menos intemperizado, priorizam os elementos necessários à formação de plagioclásios e ortoclásios, como Na, Ca e K. Os índices que indicaram o solo GrVm como menos intemperizado baseiam-se na concentração de Ti, Fe e compostos perdidos ao fogo.



O emprego da porosidade *in situ* dos solos como um indicador do grau de intemperismo dos solos estudados se mostrou coerente com observação de campo e foi corroborada pelos resultados dos demais índices de intemperismo analisados.

Sobre o grau de intemperismo dos solos GrAm e GrVm, concluiu-se que definir dentre estes o mais alterado é pouco razoável, sendo mais interessante assumir que tais materiais são resultado de processos distintos de intemperismo. Na formação do solo GrAm o processo de lixiviação foi menos intenso, e a alteração deu origem a uma matriz profusa em minerais primários e à permanência de clastos pseudomórficos, como evidenciado nas análises de MEV. No solo GrVm a lixiviação foi mais intensa e possibilitou a remoção praticamente total do Na e Ca oriundos dos feldspatos, além da degradação de clastos de biotita. Este solo apresenta-se rico em quartzo e ortoclásio, e a matriz apresenta illita e caulinita.

O emprego dos índices de intemperismo, isoladamente, não foi conclusivo, sendo necessário analisar também em termos mineralógicos a gênese dos materiais. Nesse sentido, a análise de lâminas delgadas constitui-se importante ferramenta. Por meio dela verificou-se que os solos GrBt e ArBr apresentaram, além da seritização de feldspatos (verificada mesmo em fragmentos de rocha) o papel da atividade hidrotermal no processo de gênese dos solos. No solo GrBt a alteração hidrotermal promoveu a substituição de feldspatos por biotitas. Por sua vez, o solo ArBr foi formado ao longo de caminhos preferenciais de fluxo de água, onde ocorreu deposição de cátions, minerais primários e argilominerais, além do desenvolvimento de sericita (muscovita). O acúmulo de tais substâncias formou filmes argilosos que constituíram-se em descontinuidades importantes na massa de solo GrBt, e de forma menos expressiva no solo GrAm.

O solo GtLt é um registro de uma fase mais avançada da pedogênese, mostrando o desenvolvimento de feições lateríticas típicas, como a alta porosidade, o desenvolvimento de uma matriz proeminente e notadamente concrecionada, assim como a acumulação de sesquióxidos. Entretanto este não se constitui ainda uma laterita, vide a presença de biotita e ortoclásio sob a forma de cristais de razoável tamanho.

O avanço do processo de intemperismo torna os solos residuais mais finos e plásticos. No caso do solo GrVm a granulometria mais grosseira com relação ao solo GrAm se deve à maior lixiviação dos produtos do intemperismo sofridos pelo mesmo. Ao se tornarem mais finos a ocorrência de aglomerações de partículas torna-se facilitada e o material tende a apresentar curvas granulométricas distintas com a utilização ou não de solução defloculante. É interessante

citar que a supressão do defloculante nos ensaios do solo GrLt não tem expressivo efeito na granulometria porque ele não é capaz de romper os agentes cimentantes que unem as partículas finas.

A sensibilidade do solo GrLt em termos de mudanças de características físicas básicas (como granulometria e limites de consistência) pelos processos de preparação mecânica das amostras é reflexo de sua natureza parcialmente laterítica. O solo GrAm, de natureza notadamente saprolítica, não apresenta tal sensibilidade.

- Características geotécnicas dos solos

As curvas características obtidas para os solos saprolíticos são unimodais, mas no caso do solo GrLt os dados experimentais ajustam-se a curvas bimodais, tendo em vista a estrutura desenvolvida em níveis micro e macro no processo de lateritização. As sucções medidas neste solo são mais altas que nos solos saprolíticos investigados.

A granulometria mais grosseira do solo GrVm com relação ao solo GrAm, considerando que apresentam porosidade similar, resulta em níveis de sucção mais baixos para o primeiro, sobretudo quando com umidades elevadas. Com altas sucções a diferença é reduzida.

O processo de remoldagem dos solos impacta nos níveis de sucção desenvolvidos, o que se deve à estrutura dos solos e mais especificamente ao tamanho assumido pelos poros existentes no material após a remoldagem. O solo GrLt é mais sensível à remoldagem sendo que nesta condição o solo desenvolve maiores sucções que quando indeformado. No caso do solo GrAm resultado oposto é obtido, enquanto que o solo GrVm é muito pouco sensível a tal procedimento.

Os ensaios de condutividade hidráulica mostraram que a permeabilidade não depende unicamente da porosidade, tampouco do nível de confinamento. A estrutura dos solos e a mineralogia são aspectos de grande importância. O solo GrBt é, dentre os solos saprolíticos, o mais poroso, mas apresenta a menor condutividade hidráulica e a menor sensibilidade ao aumento das tensões confinantes. Tal característica é atribuída à massiva presença de micas na composição deste solo.

Os solos GrAm e GrVm apresentam mesma porosidade inicial, mas o primeiro tem condutividade hidráulica mais elevada, apesar da granulometria mais fina. A sensibilidade do solo GrAm aos incrementos de confinamento, em termos de redução da permeabilidade, é superior à do solo GrVm.

O solo GrLt mostra níveis de permeabilidade elevados sob baixas tensões, já que tem estrutura bastante porosa. No entanto, com o incremento do confinamento houve um rearranjo estrutural e a magnitude do coeficiente de condutividade hidráulica foi reduzido em aproximadamente  $10^3$  vezes, se comparadas as medidas sob tensões confinantes de 25 e 400 kPa.

Os ensaios de compressão confinada evidenciaram os efeitos da estrutura na deformabilidade dos solos estudados. A execução de ensaios em amostras indeformadas, remoldadas e reconstituídas possibilitou identificar de que forma a estrutura se manifesta, e constatar que esta suplanta a influência da porosidade. Nos solos GrVm e GrBt os corpos de prova indeformados e remoldados exibiram comportamento similar. No caso do primeiro isto se deve à incipiência dos agentes cimentantes e ausência de pseudocristais passíveis de degradação. Quanto ao solo GrBt a explicação passa pela alta porosidade do solo e pela facilidade de deformação imposta pelas partículas de biotita.

No caso do solo GrAm o material indeformado é mais rígido que o solo remoldado. Isto porque a granulometria e porosidade condicionam a existência poros de pequena dimensão não reproduzíveis na remoldagem, e também por conta dos pseudomorfos que sofrem degradação quando da remoldagem do solo. O mesmo ocorre com o solo GrLt. Este material é, dentre todos os submetidos a ensaios oedométricos, o mais rígido, apesar de apresentar o maior índice de vazios. Conclui-se que a lateritização, apesar de elevar a porosidade, produz uma matriz cuja ação se sobrepõe aos efeitos da porosidade, ao menos sob tensões relativamente baixas.

Para estes solos a manifestação da presença de estrutura se revela sob a forma de um distanciamento entre as curvas de deformação obtidas em amostras indeformadas e remoldadas. Não é possível definir uma única linha de compressão normal para cada um destes solos, a qual seja independente da condição inicial de integridade estrutural dos corpos de prova, isto é, se indeformado ou remoldado, ao menos no intervalo de tensões testado.

Também as curvas obtidas nos ensaios efetuados em corpos de prova reconstituídos não convergem com as curvas obtidas nos ensaios em solo indeformado e remoldado. Exceção é o solo GrBt, porque o alto índice de vazios, a fragilidade das partículas de biotita e a lamellaridade dos fragmentos deste mineral favorecem a ocorrência de deformação e o entrosamento entre partículas. As curvas dos solos GrAm e GrLt reconstituído, apesar de não convergirem com as dos ensaios em corpos de prova indeformados e remoldados, tornam-se paralelas a estas, denotando similar rigidez. No caso do solo GrVm, nem mesmo curvas paralelas são obtidas, já

que a granulometria mais grosseira reduz a liberdade de deslocamento das partículas e favorece um enrijecimento expressivo sob tensões mais baixas.

O uso dos métodos de Casagrande ou Pacheco e Silva para determinação de uma tensão de pré-adensamento não se mostra interessante. Isto porque a apresentação das curvas em um espaço semi-logarítmico gera uma ideia errônea de *yielding* da estrutura, e força o surgimento de uma curvatura. Nesse sentido a apresentação das curvas de deformação em escala linear é mais interessante, embora perca-se a resolução dos dados sob baixos níveis de tensão.

No solo GrAm, ainda que não se verifique qualquer incremento na taxa de deformação durante os ensaios, é possível a determinação de um valor numérico para tensão de plastificação, mas sem sentido físico. Nos solos GrBt e GrLt as tensões de plastificação obtidas para o material indeformado apontam para um efetivo relaxamento da rigidez do solo. Contudo, ao indicar em tensões de plastificação também nos corpos de prova remoldados, que não correspondem a incrementos de deformação de fato, mostram que os dados obtidos desta forma precisam ser ponderados antes de tomados como fisicamente representativos.

O cálculo de módulos oedométricos a cada incremento de tensão mostrou-se um procedimento seguro para definir-se a real ocorrência de plastificação e a existência de uma tensão de plastificação com sentido físico. Para os solos saprolíticos a elevação dos módulos oedométricos com o incremento das tensões segue uma tendência linear razoavelmente bem estabelecida. A mesma tendência é seguida também pela maior parte dos solos estudados por Higashi (2006) e Beviláqua (2004). Como consequência, tem-se curvas  $\sigma_v \times e/e_0$  muito similares e que apontam para a possibilidade de um comportamento normalizável.

Ainda que tenham apresentado níveis distintos de condutividade hidráulica, o processo de deformação vertical dos solos estudados deu-se de maneira relativamente rápida, de forma que a determinação de coeficientes de adensamento  $c_v$  não foi possível. Nestes materiais as deformações ocorridas em cada estágio de carga são majoritariamente imediatas, e raras vezes a parcela de deformações lentas corresponde a mais de 40% das deformações totais.

Os ensaios triaxiais permitiram não apenas a determinação da resistência ao cisalhamento, mas também a avaliação da forma com que a estrutura se manifesta sob as condições de carregamento impostas. Nos ensaios triaxiais a estrutura dos materiais atua de forma distinta daquela observada nos ensaios oedométricos, indicando que sua influência depende da trajetória de tensões seguida.

O comportamento do solo GrVm nos ensaios de compressão confinada, por exemplo, mostra-se insensível à remoldagem, enquanto que a perda de rigidez é expressiva nos ensaios triaxiais sob 50 kPa de confinamento. No solo GrLt o oposto ocorre e a estrutura manifesta-se de forma mais evidente nos ensaios oedométricos que nos ensaios triaxiais. O comportamento deste solo é bastante influenciado pelo fato de as concreções serem internamente resistentes ao cisalhamento, mas a resistência dos contatos entre concreções parece ser menor. Assim, ao não haver restrição de deslocamento em nenhuma direção, os ensaios triaxiais favorecem a degradação da mesma. Nos ensaios triaxiais sob 100 e 200 kPa de confinamento a remoldagem aumenta a rigidez do solo porque reduz o tamanho dos poros existentes inicialmente, e permite uma redução mais efetiva dos mesmos durante a fase de consolidação. Sob compressão confinada as tensões cisalhantes envolvidas são menores, assim como é reduzida a liberdade de deslocamento dos grumos. Desta forma, por mais que a estrutura seja porosa, o arranjo macroestrutural existente é capaz de manter estes poros abertos. No caso remoldado a macroestrutura é perdida e a alta porosidade conduz a grandes deformações e baixa rigidez.

Nos ensaios triaxiais a presença de estrutura nos solos não causou a ocorrência de picos de resistência, exceto no solo GrBt indeformado, quando ensaiado sob 50 kPa de confinamento. Os efeitos da estruturação são mais perceptíveis na rigidez inicial dos materiais e pouco impactaram nos parâmetros de resistência ao cisalhamento. O trecho inicial das curvas tensão-deformação dos solos indeformados é mais íngreme que nos ensaios em solos remoldados, mas sob grandes deformações os mesmos níveis de tensão cisalhante são mobilizados, resultando em iguais parâmetros de estado crítico.

A mineralogia dos solos teve influência na resistência ao cisalhamento dos mesmos. O solo GrBt apresentou o mais baixo ângulo de atrito, que é da ordem de  $26^\circ$ . O solo GrVm, que tem granulometria arenosa e é rico em quartzo, tem ângulo de atrito de  $32^\circ$ , sendo o maior aqui obtido. Estes ângulos de atrito estão associados à ocorrência de interceptos coesivos.

Nos ensaios na condição indeformada, os interceptos coesivos podem ser relacionados à coesão, de fato. Por outro lado, o surgimento de intercepto coesivo na envoltória de pico dos solos remoldados, assim como nos ensaios em solos indeformado e remoldado quando o estado crítico foi atingido, não parece coerente. Nestas situações o surgimento de intercepto é considerado simplesmente resultado do ajuste matemático da envoltória, não se atribuindo sentido físico ao mesmo. Dentre todos os materiais, o solo GrBt apresentou o maior intercepto coesivo, resultado do suave, mas nítido, pico de resistência no ensaio sob 50 kPa de

confinamento. Ao se ajustar envoltórias de ruptura para o estado crítico, assumindo intercepto nulo, os ângulos de atrito variaram de 30° (solo GrBt) a 33° (solo GrVm).

Tomando os parâmetros de pico como referência, os solos presentes na área estudada têm ângulos de atrito correspondentes ao limite inferior do espectro obtido pela compilação de parâmetros de resistência ao cisalhamento apresentados na revisão bibliográfica. Com relação ao intercepto coesivo, estes solos ocupam uma posição intermediária.

O comportamento dos solos investigados não é normalizável, mesmo quando remoldado (embora neste caso as curvas sejam mais semelhantes). Não apenas a tensão confinante controla a resposta destes materiais quando sob cisalhamento.

Os solos quando remoldados respeitam linhas de estado crítico bastante bem definidas, por conta da redução da influência da estrutura nos resultados. Quando indeformados também é possível o ajuste de CSL, mas a dispersão dos dados é maior. Quando o solo tem estrutura simples e agentes cimentantes pouco efetivos, como no caso do solo GrVm, as CSL indeformada e remoldada são paralelas, mas não iguais. Nos demais materiais as CSL não são únicas, tampouco paralelas. Nos solos GrAm e GrLt elas tendem a convergir com o aumento da tensão confinante, já que os efeitos estruturais passam a ser menos expressivos em tais condições. No solo GrBt as CSL tendem a divergir com o aumento das tensões, mas a dispersão dos dados disponíveis para traçado da CSL do solo indeformado torna os resultados inconclusivos.

A resposta dos solos estudados aos ensaios *ring shear* foi fortemente condicionada pela mineralogia. O solo GrAm tem maior ângulo de atrito residual (22°) por conta da presença de ortoclásio em sua matriz. No solo GrVm, de granulometria mais grosseira, o ângulo de atrito é ligeiramente menor (20°), o que se deve à presença mais abundante de quartzo, mineral que tem menor ângulo de atrito que o ortoclásio. A massiva presença de biotita no solo GrBt é responsável pelo baixo ângulo de atrito deste solo (15°) em comparação com os demais solos saprolíticos aqui estudados. Por mais que apresente granulometria similar ao solo GrAm, o solo GrBt tem ângulo de atrito residual 30% menor, mostrando que nesse caso a mineralogia sobrepuja a granulometria.

Evidentemente que a granulometria é importante no que se refere à resistência residual, embora a necessidade de peneiramento do material para preparação das amostras reduza os efeitos da granulometria nos resultados. No caso do solo GrLt a natureza mais fina impõe menor resistência que a apresentada pelo solo GrBt. A presença de *slickensides* na massa de o solo

GrLt, associada à baixa resistência residual chama a atenção à possibilidade de novas instabilidades da porção da encosta onde ocorre esse material.

No solo ArBr o baixo ângulo de atrito residual ( $8^\circ$ ) é comparável aos menores já medidos em solos tropicais sul-brasileiros. Isto se deve, em parte, à granulometria muito fina, associada à composição rica em argilominerais e micas. Ao se manifestar sob a forma de descontinuidades, e com tão baixa resistência, o solo ArBr mostra grande potencial para redução da resistência global da encosta. Sua associação ao solo GrBt, cuja resistência em pico e estado crítico é mais baixa que dos demais, corrobora a concentração das rupturas de encosta na área de ocorrência destes materiais.

A correlação da resistência residual com índices físicos somente se mostrou satisfatória e condizente com o que fora reportado por outros autores quando se levou-se em conta a natureza dos materiais e não somente os índices físicos.

- Modelos constitutivos e análises de estabilidade

Com relação ao emprego de modelos de previsão de comportamento para simulação dos resultados obtidos nos ensaios triaxiais, os modelos *hardening* e hiperbólico apresentaram os melhores resultados. Ao usar as próprias tensões cisalhantes medidas nos ensaios como passos incrementais no modelo *hardening*, não foi possível simular as curvas a partir do pico (queda de resistência) já que se trata de um modelo de enrijecimento.

O modelo Cam-clay modificado subestima a rigidez dos solos estudados quando indeformados já que foi desenvolvido para solos sedimentares normalmente adensados. O modelo hiperbólico, de implementação mais simples, forneceu melhores resultados.

As análises de estabilidade por equilíbrio limite referente à ruptura ocorrida no pé da encosta revelaram a validade dos parâmetros de resistência empregados se assumida completa saturação do solo. Tal condição parece válida, uma vez que a ruptura se deu em um período de expressivos valores de chuva acumulada.

A ocorrência de rupturas durante as primeiras obras de retaludamento da encosta só puderam ser explicadas assumindo que a resistência ao cisalhamento do maciço daquela porção da encosta é menor que a medida em laboratório (solo GrBt) - retro análises com parâmetros de resistência operacionais mais baixos. Esta redução pode ser justificada pela presença dos filmes argilosos preenchendo descontinuidades da massa de solo residual.

Tais parâmetros reduzidos explicam também o surgimento de trincas no terreno após as últimas obras de reconformação topográfica, quando da elevação do nível do lençol freático, o que não é possível com parâmetros de laboratório.

As áreas mais propícias a escorregamentos, de acordo com as análises por equilíbrio limite, são coincidentes com os locais em que têm sido observadas movimentações de massa, corroborando a validade do modelo geomecânico adotado.

As análises de estabilidade da encosta por elementos finitos indicaram resultados em consonância com os obtidos por equilíbrio limite. Por não ser necessário definir a região em que se espera a ocorrência dos piores fatores de segurança, o emprego de elementos finitos se mostra interessante no mapeamento de regiões críticas.

As análises da ruptura ocorrida em 2010 mostraram que o modelo *hardening* é capaz de prever bastante bem a superfície de ruptura desenvolvida, com resultados mais consistentes do que o modelo de Mohr-Coulomb. Quanto às tensões cisalhantes, nesta análise o modelo *hardening* assume acréscimos de tensão que não levariam à ruptura do solo ao longo de toda a superfície, sendo mais elevados no solo GrAm. O modelo Mohr-Coulomb sugere que a ruptura se dá de forma generalizada na massa de solo GrAm. No modelo *hardening* a transição de materiais leva a descontinuidade menos marcadas nos espectros de tensões cisalhantes do que o modelo de Mohr-Coulomb.

Análises por elementos finitos considerando a configuração topográfica prevista no projeto de estabilização mostraram que a mesma provocou um alívio em termos de tensão cisalhante para boa parte da encosta. No entanto, houve concentração de tensões cisalhantes junto ao pé das bancadas, resultado corroborado pelas rupturas dos taludes durante as obras que levariam a tal configuração.

Ao se analisar a atual condição da encosta foram obtidos resultados consistentes, os quais são legitimados pelas manifestações de escorregamentos observadas em campo. Em dois taludes tem-se expressiva concentração de tensão cisalhantes, sendo que o espectro de tensões estabelece inclusive o formato de potenciais superfícies de ruptura. Justamente nestes dois taludes trincas no terreno foram observadas semanas após a execução de cortes, os quais resultaram na atual configuração topográfica.

Chama a atenção também os razoáveis níveis de tensão cisalhante mobilizada na região localizada entre os dois muros de gabião na parte mais baixa da encosta. Diante deste resultado,



sugere-se que obras de drenagem mais efetivas sejam executadas nesta região da encosta, tendo em vista que existem moradias localizadas sobre esta área e junto do muro de gabião inferior.

### 9.1. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Esta tese consiste em um passo inicial no estudo do comportamento geotécnico de solos de granito do leste catarinense e sua relação com aspectos geoestruturais, de intemperismo e mineralógicos. Assim, são feitas algumas sugestões para futuras pesquisas junto a esta área de estudos e que deem continuidade aos estudos aqui iniciados.

- Executar a instrumentação da encosta medindo deslocamentos, poro-pressões positivas e sucção *in situ*;
- Refinar as sondagens eletro-resistivas para confirmação da localização das falhas 2 e 3;
- Determinar as curvas características sucção x umidade do solo GrBt;
- Medir a resistência ao cisalhamento de corpos de prova contendo planos do solo ArBr;
- Determinar a condutividade hidráulica de corpos de prova remoldados;
- Efetuar análises de porosimetria nos corpos de prova submetidos a ensaios de compressão confinada.
- Executar ensaios triaxiais com medidas internas de deformação.
- Efetuar ensaios triaxiais com outras trajetórias de tensão, de forma a determinar as superfícies de plastificação para estes materiais, e permitir a obtenção dos parâmetros necessários ao modelo *hardening* que neste trabalho acabaram sendo estimados.
- Simular também as variações volumétricas ocorridas nos ensaios triaxiais por meio dos modelos de previsão de comportamento;
- Avaliar a validade do modelo *hardening* para outros problemas de estabilidade de taludes em condições geotécnicas similares.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- A. VIANA DA FONSECA *et al.* (2006) **Characterization of a profile of residual soil from granite combining geological, geophysical and mechanical testing techniques**. *Geotech. Geol. Eng.*, 24. pp. 1307–1348.
- ADEYEMI, G.O. (1995) **The influence of parent rock factor on some engineering index properties of three residual lateritic soils in southwestern Nigeria**. *Eng. Geol.*, n. 52. pp. 3-8.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1990) **Measurement of hydraulic conductivity of saturated porous materials using a flexible wall permeameter: D5084**. 8 p.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (2006) **Torsional ring shear test to determine drained residual shear strength of cohesive soils: D6467**. 6 p.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (2010) **Standard test method for measurement of soil potential using filter paper: D5298**. 6 p.
- ARISTIZABAL, E.; ROSER, B.; YOKOTA, S. (2005) **Tropical chemical weathering of hillslope deposits and bedrock source in the Aburrá Valley, northern Colombian Andes**. *Eng. Geol.*, n.81, pp. 389– 406.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984) **NBR 6459: Determinação do limite de liquidez**. Rio de Janeiro. 6p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984) **NBR 6508: Grãos de solo que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da Massa Específica**. Rio de Janeiro. 8 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984) **NBR 7180: Determinação do limite de plasticidade**. Rio de Janeiro. 3p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984) **NBR 7181: Análise granulométrica**. Rio de Janeiro. 13 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1986) **NBR 6457: Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização**. Rio de Janeiro, 9 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1986) **NBR 9604: Abertura de poços e trincheiras de inspeção em solo, com retirada de amostras de formadas e indeformadas**. Rio de Janeiro, 9 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2001) **NBR 6848: Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT – Método de Ensaio**. Rio de Janeiro. 17 p.
- ATKINSON, J.H.; BRANSBY, P.L. (1978) **The Mechanics of Soils: an introduction to critical state soil mechanics**. McGraw-Hill, London, 375 p.
- AU, S.W.C. (1996) **The influence of joint-planes on the mass strength of Hong Kong saprolitic soils**. *Quarterly Journal of Eng. Geol.*, v.29. pp. 199-204.

- AUNG, K.K.; RAHARDJO, H.; LEONG, E.C.; TOLL, D.G. (2001) **Relationship between porosimetry measurement and soil-water characteristic curve for an unsaturated residual soil**. *Geotech. Geol. Eng.*, v.19. pp. 401-416.
- BASEI M.A.S. (1985) **O Cinturão Dom Feliciano em Santa Catarina**. Tese de Doutorado, Instituto de Geociências, USP, 195 p.
- BASEI, M.A.S.; *et al.* (2000) **The Dom Feliciano Belt and the Rio de la Plata Craton: tectonic evolution and correlation with similar provinces of southwestern Africa**. In: *Tectonic Evolution of South America*. 31° IGC, Rio de Janeiro, pp. 311-334.
- BASTOS, C.A.B. (1991) **Mapeamento e caracterização geomecânica das unidades geotécnicas de solos oriundos dos granitos, gnaisses e migmatitos de Porto Alegre**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 172 p.
- BASTOS, C.A.B.; GEHLING, W.Y.Y.; MILITITSKY, J. (2001) **Aplicação de modelos de previsão da resistência ao cisalhamento com relação à sucção para solos residuais de um perfil granítico**. In: 4° Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, v.1, Porto Alegre. pp. 46-62.
- BAYNES F.J. DEARMAN, W.R. (1978) **The relationship between the microfabric and the engineering properties of weathered granite**. *Eng. Geol.*, n.18, pp. 191-197.
- BAYNES F.J.; DEARMAN, W.R.; IRFAN, T.Y. (1978) **Practical assessment of grade in a weathered granite**. *Eng. Geol.*, n. 18. pp. 101-109.
- BAYNES, F.J.; DEARMAN, W.R. (1978b) **Scanning electron microscope studies of weathered rocks: a review of nomenclature and methods**. *Eng. Geol.*, n.18. pp. 199-204.
- BEVILAQUA F.Z. (2004) **Estudo do comportamento geomecânico de solos residuais de granito de Florianópolis**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis. 114 p.
- BISHOP, A.W. *et al.* (1971) **A new ring shear apparatus and its application to the measurement of residual strength**. *Géotechnique*, v.21, n.4. pp. 273-328.
- BISHOP. A.W. (1955) **The use of the slip circle in the stability analysis of slopes**, *Géotechnique*, v.5. pp. 7-17.
- BITENCOURT, M.F. *et al.* (2008) **Estratigrafia do Batólito Florianópolis, Cinturão Dom Feliciano, na Região de Garopaba-Paulo Lopes, SC**. *Revista Pesquisas em Geociências*, n. 35, v. 1. pp. 109-136.
- BITENCOURT, M.F. NARDI, L.V.S. (2000) **Tectonic setting and sources of magmatism related to the southern brazilian shear belt**. *Revista Brasileira de Geociências*, n.30, v.1. pp. 186-189.
- BJERRUM, L.; HUDER, J. (1957) **Measurement of the permeability of compacted clays**. In: 4<sup>th</sup> Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation, v.1, London. pp. 6-8.
- BOEHL, P.E.G. (2011) **Algumas observações sobre as propriedades geotécnicas de solos estruturados derivados de granito da Grande Florianópolis**. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 228 p.
- BOHN, H.L.; McNEAL, B.L.; O'CONNOR, G.A. (2001) **Soil Chemistry**, 3rd ed. John Wiley and Sons, 322p

- BOLTON, M. (1979) **A guide to soil mechanics**. Macmillan Press, London, 439p.
- BORJA, R.I.; LEE, S.R.; SEED, R.B. (1989) **Numerical simulation of excavation in elasto-plastic soils**. Int. Journal of .Num. Anal. Methods in Geomechanics, v.13, n.3, pp. 231-249.
- BOROWICKA, H. (1965) **The influence of the colloidal content on the shear strength of clay**. In.: Proc. 6<sup>th</sup> Conf. Soil Mechanics, v.1, Montreal. pp. 175-178.
- BOSCARDIN, M.D.; SELIG E.T.; LIN, R.S.; YANG, G.Y. (1990) **Hyperbolic parameters for compacted soils**. J. Geot. Eng., v.116, n.9. pp. 88-104.
- BOYCE, J.R. (1985) **Some observations on the residual strength of tropical soils**. In.: Int. Conf. Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, v.1. ABMS, São Paulo. pp. 229-237
- BRADY, N.C.; WEIL, R.R. (2013) **Elementos da Natureza e Propriedades dos Solos**. 3<sup>a</sup>ed. Bookman. Porto Alegre. 716 p.
- BRAND, E.W. (1985) **Geotechnical engineering in tropical residual soils**. In: Proc. 1<sup>st</sup> Int. Conf. Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, Brasília, v.3. pp. 23-91.
- BRAND, E.W. (1985) **Predicting the performance of residual soil slopes**. In.: Proc. 11<sup>th</sup> Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, pp. 2541-2578.
- BRITISH STANDARDS INSTITUTION (1990) **British Standard Methods of Test for Soils for Civil Engineering Purposes – Part 8: Shear Strength Test (Effective Stress): BS 1377: Part 8**. London. 30 p.
- BROMHEAD, E. N. (1979) **A simple ring shear apparatus**. Ground Eng., v.12, n.5. pp. 40-44.
- BROMHEAD, E.N. (1986) **The stability of slopes**, Chapman e Hall, London, 411 p.
- CARROLL, D. (1970) **Rock Weathering**. Plenum Press, New York. 203p
- CASTRO, N.A. *et al.* (2003) **Quadro geológico regional da porção central do embasamento pré-ordoviciano de Santa Catarina com base em imagens LANDSTAT-5/TM e aerogeofísicas**. Revista Brasileira de Geociências, n. 33. pp. 161-172.
- CHAPPELL B.W.; WHITE A.J.R. (1974) **Two contrasting granite types**. Pacific Geology, n. 8, pp. 173-174.
- CHEUNG, C.K; GREENWAY, D.R.; MASSEY, J.B. (1988) **Direct shear testing of a completely decomposed granite**. In: Int. Conf. on Geomechanics in Tropical Soils, v.1. pp. 109-118.
- COELHO, J. (2006) **GEOISO: A Windows<sup>TM</sup> program to calculate and plot mass balances and volume changes occurring in a wide variety of geologic processes**. Computers & Geosciences, v.32 n.9. pp. 1523-1528.
- COLLINS, K. (1985) **Towards Characterization of Tropical Soil Microstructure**. In.: Int. Conf. Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, v.1. ABMS, São Paulo. pp. 85-96.
- COLLINS. K.; MCGOWEN, A. (1974) **The form and function of microfabric features in a variety of natural soils**. Géotechnique, v.24. pp. 223-254.
- COOK, J.R.; NEWILL, (1988) **The field description and identification of tropical soils**. In: Int. Conf. on Geomechanics in Tropical Soils, v.1. pp. 3-10.

- COWLAND, J.W.; CARBRAY, A.M. (1988) **Three cut slope failures on relict discontinuities in saprolitic soils**. In: Int. Conf. on Geomechanics in Tropical Soils, v.1. pp. 253-258.
- COZZOLINO, V.M.N.; NOGAMI, J.S. (1993) **Classificação geotécnica MCT para solos tropicais**. Solos e Rochas, n.16, v.2. pp. 77-91.
- CPRM – GEOBANK, (2014) **Levantamento geológico**. Em: <http://geobank.sa.cprm.gov.br>; Último acesso: 05/11/2014
- DAVISON DIAS, R. (1987) **Aplicação de Pedologia e Geotecnia no Projeto de Fundações de Linhas de Transmissão**. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 309p.
- DEARMAN, W.R.; BAYNES, F.J.; IRFAN, T.Y. (1978) **Engineering grading of weathered granite**. Eng. Geol., n. 12 pp. 345-374.
- DEARMAN, W.R.; IRFAN, T.Y. (1978) **Classification and index properties of weathered coarse grained granites from south west England**. In: 3<sup>rd</sup> Int. Congress IAEG, v.2. pp. 119-130.
- DEERE, D.U.; PATTON, F.D. (1971) **Slope stability in residual soils**. In: Proc. of 4<sup>th</sup> Pan-American Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE, Puerto Rico. pp. 87-110.
- DELGADO I.M. *et al.* (2003) **Geotectônica do Escudo Atlântico. In: Geologia, tectônica e recursos minerais do Brasil**. CPRM – Serviço Geológico do Brasil, Brasília. pp. 227-334.
- DIXON, H.W. (1969) **Decomposition products of rock substances: Purposed engineering geological classification**. Rock Mechanics Symposium, Sydney, pp. 39-44.
- DOBEREINER, L.; DURVILLE, J.L.; RESTITUITO, J. (1993) **Weathering of the massiac gneiss (Massif Central, France)** Eng. Geol., n.47. pp. 89-96.
- DUNCAN, J.M. (1996) **State of the art: limit equilibrium and finite-element analysis of slopes**. J. Geot. Eng. n.122. pp. 577-596.
- DUNCAN, J.M.; CHANG, C.Y. (1970) **Nonlinear analysis of stress and strain in soils**. J. Soil Mech. and Found. Div. v.96, n.5. pp. 1629-1653.
- EVANS, J.P.; CHESTER, F.M. (1995) **Fluid-rock interaction and weakening of faults of the San Andreas system: inferences from San Gabriel fault-rock geochemistry and microstructures**. Journal of Geophysical Research, n. 100, pp. 13007-13020.
- FELLENIOUS, W. (1936) **Calculation of stability of earth Dams**. In.: 2<sup>nd</sup> Congress of Large Dams.
- FERREIRA, P. M. V. (2002) **Estudo do comportamento mecânico de um solo residual de arenito da Formação Botucatu**. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 234 p.
- FERREIRA; P.M.V.; BICA, A.V.D. (2006) **Problems in identifying the effects of structure and critical state in a soil with a transitional behavior**. Géotechnique. v.56, n.7. pp. 445-454.
- FEUERHARMEL, C. (2007) **Estudo da resistência ao cisalhamento e da condutividade hidráulica de solos coluvionares não saturados da formação Serra Geral**. Tese de doutorado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre. 329 p.
- FOOKES, P.G. (1997) **Tropical residual soils**. The Geological Society, London. 182 p.

- FOOKES, P.G.; DEARMAN, W.R.; FRANKLIN, J.A. (1971) **Some engineering aspects of rock weathering**. Quarterly Journal of Eng. Geol., v.4. pp. 139-185.
- FRANKS, C.A.M.; PUN W.K.; YEO, K.C. (1996) **Landslip investigation of a failed cut slope with complex geology**. In.: Proc. 7<sup>th</sup> Int. Symposium on Landslides, Trondheim, pp. 733-738.
- FREDLUND, D.G. and XING A. (1994) **Equations for the soil-water characteristic curve**. Can. Geot. J. v.31. pp. 521-532.
- FREDLUND, D.G.; XING, M.D.A., FREDLUND M.D., BARBOUR, S.L. (1995) **The relationship of the unsaturated soil shear strength to the soil-water characteristic curve**. Can. Geot. J., v.32. p. 440-448.
- FREDLUND, M.D. (1999) **The role of unsaturated soil property functions in the practice of unsaturated soil mechanics**. Tese de Doutorado, University of Saskatchewan, Saskatoon. 292 p.
- FUTAI, M.M.; ALMEIDA, M.S.S.; LACERDA, W.A. (2004) **Yield, Strength, and Critical State Behavior of a Tropical Saturated Soil**. J. Geot. Geoenviron. Eng., v.130, n.11, pp. 1169–1179.
- GAMON, T.I. (1983) **A comparison of existing schemes for the engineering description and classification of weathered rocks in Hong Kong**. Eng. Geol. n.28. pp. 2257-232.
- GCO (1988) **Guide to rock and soil description (Geoguide 3)** Hong Kong. 189 p.
- GEOLOGICAL SOCIETY ENGINEERING GROUP (1995) **The description and classification of weathered for engineering purposes**. Quarterly Journal of Eng. Geol., n. 28. pp. 207-242.
- GERBER, E. SCHEIDEGGER, A.E. (1969) **Stress-induced weathering of rock masses**. Eclogae Geologicae Helvetiae n. 62, pp. 401–416.
- GIDIGASU, M.D. (1972) **Mode of formation and geotechnical characteristics of laterite materials of Ghana in relation to soil forming factors**. Eng. Geol. n.6. pp. 79-150.
- GIDIGASU, M.D. (1974) **Degree of weathering in the identification of laterite materials for engineering purposes: a review**. Eng. Geol., v.8, n.3. pp. 213-266.
- GOBBI, F. (2005) **Estudo do comportamento mecânico de um solo saprolítico de gnaiss da cidade de Porto Alegre**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 158 p.
- GODOI, C.S. et al. (2013) **Comparação de Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento Obtidos Através de Retro análises e Ensaio Laboratoriais – Estudo de Caso: km 25, BR-282, Santo Amaro da Imperatriz-SC**. In.: COBRAE 2013, Angra dos Reis, pp. 249-254
- GOMES, A.T.; FONSECA, A.V. DOURADO, K.C.A.; COUTINHO, R.Q. (2012) **Caracterização de solos residuais do granito do Porto em condições não saturadas**. In.: Cong. Bras. Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, Porto de Galinhas, 8 p.
- GRIFFITHS, D.V.; LANE, P.A. (1999) **Slope stability analysis by finite elements**. Géotechnique v.49, n.3. pp. 387-403.
- GUAN, P.; NG, C.W.W.; SUN, M.; TANG, W. (2001) **Weathering indices for rhyolitic tuff and granite in Hong Kong**. Eng. Geol., n.59, pp. 147-159.

- GUPTA, A.S.; RAO, K.S. (2000) **Weathering effects on the strength and deformational behaviour of crystalline rocks under uniaxial compression state**. Eng. Geol. n.56. pp. 257–274.
- HARNOIS, L. (1988) **The CIW index: a new chemical index of weathering**. Sedimentary Geology, n.55. pp. 319-355.
- HASEGAWA, S.; et al. (2009) **Causes of large landslides in the Lesser Himalaya of central Nepal**. Environmental Geology, n.57. pp. 1423-1434.
- HASKINS, D. (2006) **Chemical and mineralogical weathering indices as applied to a granite saprolite in South Africa**. In: Proc. 10th IAEG International Congress, Paper numer 465, The Geological Society of London. 13 p.
- HAWKINS, A.B.; PRIVETT, K.D. (1985) **Measurement and use of residual shear strength of cohesive soils**, Ground engineering, v.18. pp. 22-29.
- HEAD, K.H. (1982) **Manual of Soil Laboratory Testing**. Pentech Press, London, v.2.
- HEIDARI, M.; MOMENI, A.A.; NASERI, F. (2013) **New weathering classifications for granitic rocks based on geomechanical parameters**. Eng. Geol., n.166, pp. 65-73.
- HEIDEMANN, M. (2011) **Caracterização geotécnica de um solo residual de granulito envolvido em uma ruptura de talude em Gaspar – SC**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 178 p.
- HEILBRON, M. *et al.* (2004) **A Província Mantiqueira**. Geologia do Continente Sul-Americano: Evolução da Obra de Fernando Flávio Marques de Almeida. 1ª ed. São Paulo: Beca Produções Culturais. pp. 203-234.
- HIGASHI, R.A.R. (2006) **Metodologia de Uso e Ocupação dos Solos de Cidades Costeiras Brasileiras Através de SIG com Base no Comportamento Geotécnico e Ambiental**. Tese de Doutorado, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis. 486 p.
- HORN FILHO, N.O. (2003) **Setorização da Província Costeira de Santa Catarina em base aos aspectos geológicos, geomorfológicos e geográficos**. In: Geosul, Florianópolis, v.18, n.35, pp. 71-98.
- HORN FILHO, N.O.; DIEHL, F.L. (1994) **Geologia da planície costeira de Santa Catarina**. Alcance, v.1, n.1. pp. 95-102.
- HORN, H.M.; DEERE, D.U. (1962) **Frictional characteristics of minerals**. Géotechnique, v.12, n.4. pp. 319–35.
- HOSSAIN, M.A.; YIN, J.H. (2010) **Behavior of a compacted completely decomposed granite soil from suction controlled direct shear tests**. J. Geot. Geoenv. Eng., v.136, n.1. pp. 189-198.
- IAEG (1981) **Rock and soil descriptios and classification for engineering geological mapping**. Eng. Geol., n.24. pp.235-274.
- INJUK, J. et al. (2006) **Quantitative Analysis**. In: Handbook of Practical X-Ray Fluorescence Analysis, BECKHOFF, B. et al. eds, Springer. pp. 412-432.
- IRFAN, T.Y. (1988) **Fabric Variability and index testing of a granitic saprolite**. In: Int. Conf. on Geomechanics in Tropical Soils, v.1. p.25-35.

- IRFAN, T.Y. (1994) **Mineralogy and fabric characterization and classification of weathered granitic rocks in Hong Kong**. GEO Report n°41, Honk Kong, 159 p.
- IRFAN, T.Y. (1998) **Structurally controlled landslides in saprolitic soils in Hong Kong**. Geotech. Geol. Eng., n.16. pp. 215-238.
- IRFAN, T.Y.; DEARMAN, W.R. (1978) **Engineering classification and index properties of a weathered granite**. Eng. Geol., n. 17. pp. 79-90.
- IRFAN, T.Y.; KOIRALA, N.P.; TANG, K.Y. (1987) **A complex slope failure in a highly weathered rock mass**. In.: Proc. of 6<sup>st</sup> Int. Congr. Rock Mechanics, Montreal. Pp. 397-402.
- IRFAN, T.Y.; WOODS, N. (1988) **The influence of relict discontinuities on slope stability in saprolitic soils**. In: Int. Conf. on Geomechanics in Tropical Soils, v.1. pp. 267-276.
- ISSLER, R.S. (1983) **Evolução crustal da Faixa Arcu-Fossa Tijucas e Faixa Magmatica Pedras Grandes: Craton Dam Feliciano**. Simpósio Sul Brasileiro de Geologia. Porto Alegre. pp. 19-36.
- JABOYEDOFF, M.; BAILLIFARD F.; BARDOU, E.; GIROD, F. (2004) **The effect of weathering on Alpine rock instability**. Quarterly Journal of Eng. Geol. and Hydrogeology, n.37. pp. 95–103.
- JANBU, N. (1954) **Application of composite slip surfaces for stability analysis**. In.: Proc. of European Conference on Stability of Earth Slopes, Stockholm, v.3. pp. 43-49.
- JANECKE, S.U.; EVANS, J.P. (1988) **Feldspar-influenced rock rheologies**. Geology, n.16. pp. 1064-1067.
- JEONG, J.; KANG, B.; LEE, K.; YANG, J. (2000) **Shear Strength Properties of Decomposed Granite Soil in Korea**. Computing in Civil and Building Engineering. pp. 1466-1473.
- JIAO, J.J.; WANG, X.S.; NANDY, S. (2005) **Confined groundwater zone and slope instability in weathered igneous rocks in Hong Kong**. Eng. Geol., v.80. pp. 71–92.
- JUNAIDEEN, S.M. et al. (2010) **Behaviour of recompact residual soils in a constant shear stress path**. Can. Geot. J., n.47. pp. 648–661.
- KAVVADAS, M.; AMOROSI, A. (2000) **A constitutive model for structured soils**. Géotechnique, v.50, n.3. pp. 263-273.
- KEMP, A.I.S. (2005) **Granite**. In: Encyclopedia of Geology, v.2 Eds.: Selley, R.C. et al. pp 223-247
- KIM, Y.T.; LEE, J.S. (2013) **Slope stability characteristic of unsaturated weathered granite soil in korea considering antecedent rainfall**. In.: Geo-Congress 2013, ASCE. pp. 394-401.
- KOO, Y.C. (1982) **The mass strenght of jointed residual soils**. Can. Geot. J., v. 19, n.3. pp. 225-231.
- KUVA, J. *et al.* (2012) **Microstructure, porosity and mine ralogy around fractures in Olkiluoto bedrock**. Eng. Geol., n. 139–140 pp. 28–37
- LA ROCHELLE, P. *et al.* (1988) **Observational approach to membrane and area corrections in triaxial tests**. In: Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock, Philadelphia. pp. 715-731.
- LAMBE, T.W.; WHITMAN, R.V. (1979) **Soil mechanics**, SI version, John Wiley & Sons. 553 p.



- LEE, I.K. ; COOP, M.R. (1995) **The intrinsic behaviour of a decomposed granite soil**. *Géotechnique* v.45. n.1. pp. 117-130.
- LEE, I.M.; SUNG, S.G.; CHO, G.C. (2005) **Effect of stress state on the unsaturated shear strength of a weathered granite**. *Can. Geot. J.*, n.42. pp. 624–631.
- LEROUÉIL, S.; VAUGHAN, P.R. (1990) **The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks**. *Géotechnique*, n.40, v.3. pp. 467-488.
- LITTLE, A.L. (1969) **The engineering classification of residual tropical soils**. In: *Proc. of 7<sup>th</sup> Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Mexico. pp. 1-10.
- LOLLINO, P.; COTTECHIA, G.; MITARITONNA, G. (2010) **Analysis of landslides reactivation in Daunia clay slopes by means of limit equilibrium and FEM methods**. In.: *Proc. of Geo-Florida 2010*, West Palm Beach. Pp. 3155-3164.
- LUMB, P. (1962) **The properties of decomposed granite**. *Geotechnique*, n. 12. pp. 226-243.
- LUMB, P. (1983) **Engineering properties of fresh and decomposed igneous rock from Hong Kong**. *Eng. Geol.* 19, 81-94.
- LUPINI, J.F.; SKINNER, A.E.; VAUGHAN, P.R. (1981) **The drained residual strength of cohesive soils**, *Géotechnique*, v.31, n.2. pp. 181-213.
- MALANDRAKI, V., TOLL, D.G. (1996) **The definition of yield for bonded materials**. *Geotech. Eng.*, v.14. pp. 67-82.
- MANTLER, M. (2006) **Quantitative Analysis**. In: *Handbook of Practical X-Ray Fluorescence Analysis*, BECKHOFF, B. et al. eds, Springer. pp. 309-335.
- MARINHO F.A.M. (2000) **Soil suction measurement in soils and porous materials**. Short course on unsaturated soils, Geodenver 2000. ASCE. Denver.
- MARINHO, F.A.M. (1997) **Medição de sucção em solos**. In.: *3º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados*, v.2, Rio de Janeiro. p. 373-397.
- MARINHO, F.A.M.; OLIVEIRA, O.M. (2006) **The filter paper method revisited**. *Geotechnical Testing Journal*, v.29, n.3. pp. 1-9.
- MARQUES, E.A.G; BARROSO, E.V.; MENEZES FILHO, E. VARGAS JR, A. (2010) **Weathering zones on metamorphic rocks from Rio de Janeiro—Physical, mineralogical and geomechanical characterization**. *Eng. Geol.*, n.111 pp.1–18
- MARTINS, F. B.; BRESSANI, L.A.; COOP, M. R.; BICA, A.V.D. (2001) **Some aspects of the compressibility behaviour of a clayey sand**. *Can. Geot. J.*. V.38, n.6. pp. 1177–1186.
- MARTINS, F.B. et al. (2005) **Interaction between geological and geotechnical investigations of a sandstone residual soil**. *Eng. Geol.*, n.78. pp. 1–9.
- MASSAD, F.; TEIXEIRA, H.R. (1985) **Deep cut on saprolitic soils conditioned by relict structures**. *Proc. 1<sup>st</sup> Int. Conf. Tropical Lateritic and Saprolitic Soils*, Brasília, v.2. pp. 381-391.
- MATSUI, T.; SAN, K.C. (1992) **Finite element slope stability analysis by shear strength reduction technique**. *Soils and Foundations*. v.32, n.1. pp. 59-70.

- MENDOZA, M.J. (1985) **Remolding and Drying effects upon plasticity of residual soils**. In.: Int. Conf. on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, v.1. ABMS, São Paulo. pp. 145-155.
- MESIDA, E.A. (1987) **The relationship between the geology and lateritic engineering soils in the northern environs of Akure**, Nigeria. Eng. Geol., n. 35. pp. 65-69.
- MESRI, G.; SHAHIEN, M. (2003) **Residual shear strength mobilized in first-time slope failures**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v.129, n.1. pp. 12-31.
- MIGUEL, M.G.; BONDER, B.H. (2012) **Soil–water characteristic curves obtained for a colluvial and lateritic soil profile considering the macro and micro porosity**. Geotech. Geol. Eng., v.30. pp. 1405-1420.
- MILITITSKY, J. (1985) **Solos tropicais e suas aplicações em fundações**. In: Colóquio Solos Tropicais e suas aplicações na Engenharia. Porto Alegre, pp
- MITCHELL, J.K.; SITAR, N. (1982) **Engineering Properties of tropical residual soils**. In: Engineering and Construction in tropical and residual soils, ASCE, New York. pp. 30-57.
- MITCHELL, J.K.; SOGA, K. (2005) **Fundamentals of Soil Behavior**, 3<sup>rd</sup> ed., John Wiley and Sons, New York, 592 p.
- MOFIZ, S.A.; TABA, M.R.; BARI, M.N. (2004) **Triaxial tests and model performance of stress-strains for decomposed granite**. In.: GeoTrans 2004, ASCE. pp. 1795-1804.
- MOORE, R. (1991) **Residual strenght of pure and natural clays**. Géotechnique, v.41, n.1. pp. 35-47.
- MORGENSTERN, N.R.; PRICE, V.E. (1965) **The analysis of the stability of general slip surfaces**. Géotechnique, v.15. pp. 70-93.
- MURTHY, V.N.S. (2003) **Geotechnical Engineering: Principles and Practices of Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Marcel Dekker, New York, 1029 p.
- NAKAMURA, S.; GIBO, S.; EGASHIRA, K.; KIMURA, S. (2010) **Platy layer silicate minerals for controlling residual strength in landslide soils of different origins and geology**. Geology v.38, n.8. pp. 743–746.
- NAYAK, G.C.; ZIENKIEWICZ, O.C. (1972) **Elasto-plastic stress analysis: a generalization for various constitutive relations including strain-softening**. Int. J. Num. Met. Eng., v.5. pp. 113-135.
- NESBITT, H.W.; YOUNG, G.M. (1989) **Formation and diagenesis of weathering profiles**. Journal of Geology, n. 97. pp. 129–147.
- NG, C.W.; GUAN, P.; SHANG, Y.J. (2001) **Weathering mechanisms and indices of the igneous rocks of Hong Kong**. Quarterly Journal of Eng. Geol.. n.34. pp. 133-151.
- NG, C.W.W.; FUNG, W.T.; CHEUK, C.Y.; ZHANG, L. (2004) **Influence of Stress Ratio and Stress Path on Behavior of Loose Decomposed Granite**. J. Geot Geoenv. Eng., v.130, n.1. pp. 36-44.
- NG, C.W.W.; PANG, Y.W. (2000) **Influence of stress state on soil-water characteristics and slope stability**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v.126, n.2. p. 157-166.

- NICHEL, A. (2011) **Diagnóstico, monitoramento e concepção de medidas de estabilização do colúvio do km 23+400 da rodovia RS-115**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 136 p.
- NIEBLE, C.M.; CORNIDES, A.T.; FERNANDES, A.J. (1985) **Regressive Failures Originated by relict structures in saprolites**. In: Int. Conf. on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, v.1, ABMS, São Paulo. pp. 41-48.
- NOCILLA, A.; COOP, M. R.; COLLESELLI, F. (2006) **The mechanics of an Italian silt: an example of 'transitional' behaviour**. *Géotechnique*, v.56, n.4. pp. 261-271.
- NOGAMI J.S. (1985) **Aspectos gerais de solos tropicais e suas aplicações em estradas de rodagem**. In: Colóquio Solos Tropicais e suas aplicações na Engenharia. Porto Alegre, 234 p.
- NOVAIS-FERREIRA, H.; VIANA DA FONSECA, A. (1988) **Engineering properties of a saprolitic soil from granite**. In: Int. Conf. on Geomechanics in Tropical Soils, v.1. pp. 181-188.
- PANDIAN, N.S.; NAGARAJ, T.S.; SIVAKUMUR BABU, G.L. (1993) **Tropical clays I: Index properties and microstrutural aspects**. *J. Geot. Eng.*, v.119, n.5. p. 826-839.
- PARKER, A. (1970) **An index of weathering for silicate rocks**. *Geological Magazine*, n.103. pp. 501-504.
- PASSARELLI, C.R. *et al.* (2010) **Deformation and geochronology of syntectonic granitoids emplaced in the Major Hercynian Shear Zone, southeastern South America**. *Gondwana Research* n.17 pp. 688-703.
- PERROTTA, M.M. *et al.* (2004) **Folha Curitiba SG-22**. In: SCHOBENHAUS, C.; GONÇALVES, J.H.; SANTOS, J.O.S.; Carta Geológica do Brasil ao Milionésimo, Sistema de Informações Geográficas. Programa Geologia do Brasil. CPRM, Brasília.
- PHILIPP, R.P.; MACHADO R. (2001) **Suítas graníticas do Batólito Pelotas no Rio Grande do Sul: petrografia, tectônica e aspectos petrogenéticos**. *Revista Brasileira de Geociências*, n.31, v.3. pp. 257-266.
- PINHEIRO, R.J.B.; BRESSANI, L.A.; BICA, A.V.D. (1997) **A study on the residual shear strength of two unstable slopes in the state of Rio Grande do Sul**. In: Pan-American Symposium on Landslides, Brazilian Conference on Slope Stability, v.1, Rio de Janeiro, pp. 443-452.
- PINYOL, N.; VAUNAT, J.; ALONSO, E.E. (2007) **A constitutive model for soft clayey rocks that includes weathering effects**. *Géotechnique*, v.57, n.2. p. 137-151.
- POPP, J. H. (2010) **Geologia geral**. 6ªed. Rio de Janeiro: LTC. 309 p.
- POTTS, D. M.; DOUNIAS, G. T.; VAUGHAN, P. R. (1990) **Finite element analysis of progressive failure of Carsington embankment**. *Géotechnique*, v.40, n.1, pp. 79-101.
- PRASAD, K.N.; SULOCHANA, N.; RAMANA, U.V. (2013) **Applicability of Cam-clay models for tropical residual soils**. *J. Inst. Eng. India*, v.94, n.1. pp. 1-8.
- PRÉVOST, J.H.; HÖEG, K. (1975) **Soil mechanics and plasticity analysis of strain softening**. *Géotechnique*, v.25, n.2. p. 279-297.
- RADWAN, A.M. (1988) **Properties of granitic soil in Aswan, Egypt**. In: Int. Conf. on Geomechanics in Tropical Soils, v.1. pp. 203-209.

- RAHARDJO, H. *et al.* (2012) **Variability of residual soil properties**. Eng. Geol., n.141–142. pp. 124–140.
- RAHARDJO, H.; AUNG, K.K.; LEONG, E.C.; REZAUR, R.B. (2004) **Characteristics of residual soils in Singapore as formed by weathering**. Eng. Geol., n.73. pp. 157–169.
- RAIMUNDO, H.A., SANTOS, G.T.; DAVISON DIAS, R. (2002) **Aspectos geotécnicos do contato granito/diabásico associados à instabilidade de encostas em Florianópolis – SC**. In: III Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul, Editora Palloti, Porto Alegre. pp. 251–263.
- RAJ, J.K. (1985) **Characterization of the weathering profile developed over a porphyritic biotite granite in Peninsular Malaysia**. Eng. Geol., n.32. pp. 121–129.
- READING, A.J. (1991) **Stability of tropical residual soils from Dominica, West Indies**. Eng. Geol. n.31. pp. 27–44.
- REGMI, A.D.; YOSHIDA, K.; DHITAL, M.R.; DEVKOTA, K. (2013) **Effect of rock weathering, clay mineralogy, and geological structures in the formation of large landslide, a case study from Dumre Besei landslide, Lesser Himalaya Nepal**. Landslides, n.10, pp. 1–13.
- REICHE, P. (1943) **Graphic presentation of chemical weathering**. Journal of Sedimentary Petrology, n.13, v.2. pp. 58–68.
- REID, M.E. (1997) **Slope instability caused by small variations in hydraulic conductivity**, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 123, n.8. pp. 717–725.
- RIGO, M.L. (2000) **Resistência ao cisalhamento residual de alguns solos saprolíticos de basalto do estado do Rio Grande do Sul**, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2000. 150 p.
- RIGO, M.L. (2005) **Mineralogia, intemperismo e comportamento geotécnico de solos saprolíticos de rochas vulcânicas da Formação Serra Geral**. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005, 347 p.
- RIGO, M.L. *et al.* (2006) **The residual shear strength of tropical soils**. Can. Geot. J., v.43, n.4. pp. 431–447.
- ROCHA FILHO, P.; ANTUNES, F.S.; FALCÃO, M.F.G. (1985) **Quantitative influence of the weathering degree upon the mechanical properties of a young gneiss residual soil**. Proc. of the First Int. Conf. on Geomechanics in Tropical and Saprolitic Soils, Brasília, vol. 1. pp. 281–294.
- RODRIGUES, C.M.G.; LEMOS, L.J.L. (2006) **Comportamento tensão-deformação-resistência de solos de um saprólito granítico**. In.: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, Curitiba, 6 p.
- ROSCOE, K.H.; BURLAND, J.B. (1968) **On the generalised stress-strain behaviour of wet clay**. In.: Engineering Plasticity, Eds.: HEYMAN, J.; LECKIE, F.A. Cambridge Press. pp. 535–609.
- RUXTON, B.P. (1968) **Measures of the degree of chemical weathering of rocks**. J. Geology, v.76, pp. 518–527.
- RUXTON, B.P.; BERRY, L. (1957) **Weathering of granite and associated erosional features in Hong Kong**. Bulletin of Geological Society of America, v.68. pp. 1263–1292.

- SALIH, A.G. (2012) **Review on Granitic Residual Soils Geotechnical Properties**, Electronic J. Geot. Eng., v.2012T, pp. 2645-2658.
- SAMALIKOVA M. (1983) **Scanning electron microscopy of clay residua from crystalline rocks**. Eng. Geol., n.28. pp. 91-102.
- SAUNDERS, M.K; FOOKES, P.G. (1970) **A review of the relationship of rock weathering and climate and its significance to foundation engineering**. Eng. Geol., v.4. pp. 289-325.
- SCHANZ, T.; VERMEER, P.A.; BONNIER, P.G. (1999) **The hardening soil model: formulation and verification**. In: Beyond 2000 in Computational Geotechnics, Balkema, Rotterdam. 16 p.
- SCHILLING, G.H. (1993) **Instrumentação e análise dos movimentos da encosta do soberbo – Alto da Boa Vista, RJ**, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 251 p.
- SCHOBENHAUS, C.; NEVES, B.B.B. (2003) **A Geologia do Brasil no Contexto da Plataforma Sul-Americana**. Geologia, tectônica e recursos minerais do Brasil. CPRM – Serviço Geológico do Brasil, Brasília. pp. 5-54.
- SCHOFIELD, A.N.; WROTH, C.P. (1968) **Critical state Soil Mechanics**, McGraw-Hill, London, 310 p.
- SCHULZ JR, A. et al. (1970) **Geologia da quadrícula de Florianópolis, SC**. DNPM - Porto Alegre, 75 p.
- SEYCEK, J. (1978) **Residual shear strength of soils**. Bul. Eng. Geol. Environment, v.17. pp. 73-75.
- SILLERS W.S., FREDLUND D.G., ZAKERAZADEH, N. (2001) **Mathematical attributes of some soil-water characteristic curve models**. Geot. Geol. Eng., n. 19. pp.243-283.
- SILVEIRA, G.C. (1993) **Características geomecânicas dos solos residuais e coluvionares do escorregamento na Estrada do Soberbo, Alto da Boa Vista, R.J**. Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ. 320 p.
- SILVEIRA, R.M. (2003) **Propriedades geotécnicas dos solos coluvionares dos taludes do gasoduto Brasil-Bolívia em Timbé do Sul – SC**, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 120 p.
- SKEMPTON, A.W. (1964) **Long term stability of clay slopes**. Géotechnique, v.14, n.2. pp. 77–101.
- SKEMPTON, A.W. (1985) **Residual strenght of clays in landslides, folded strata and the laboratory**. Géotechnique, v.35, n.1. pp. 3-18.
- SON, Y.H.; CHANG, P.W. (2009) **Breakage Index of Weathered Soil Reflecting Breakage Level and Weathering Degree**. KSCE Journal of Civil Engineering n.13, v.5. pp. 325-332.
- SOWERS, G.F. (1963) **Engineering properties of residual soils derived from igneous and metamorphic rocks**. In: Cong. Panam. Mec. Solos e Eng. Fundações, v.1, São Paulo. Pp. 39-62.
- STARK, T.; EBELING, R.; DALY, K. (2000) **Stress-Strain Behavior of and Hyperbolic Parameters for Structured/Cemented Silts**. Advances in Unsaturated Geotechnics. pp. 318-332.
- STARK, T.D.; CHOI, H.; MCCONE, S. (2005) **Drained shear strength parameters for analysis of landslides**. J. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v.131, n.5. p. 575-588.

- STARK, T.D.; EBELING, R.M.; KENNETH, R.D. (2000) Stress-strain behavior of and hyperbolic parameters for structured/cemented silts. *Advances in Unsaturated Geotechnics*. pp. 318-332.
- STARK, T.D.; EBELING, R.M.; VETTEL, J.J. (1994) **Hyperbolic stress-strain parameters for silts**. *J. Geot. Eng.*, v.120, n.2. pp. 420-441.
- STARK, T.D.; EID, H.T. (1994) **Drained residual strength of cohesive soils**, *J. Geot. Eng.*, v.120, n.5. pp. 856-871.
- STARK, T.D.; HUSSAIN, M. (2010) **Drained residual strength for landslides**. In: *GeoFlorida 2010: Advances in Analysis, Modeling and Design*. pp. 3217-3226.
- STARK, T.D.; VETTEL, J.J. (1992) **Bromhead ring shear test procedure**. *Geotechnical Testing Journal*, v.15, n.1. pp. 24-32.
- STRECKEISEN, A.L. (1976) **To each plutonic rock its proper name**. *Earth Science*, n.12. pp. 1-33.
- SUEOKA, T. (1988) **Identification and classification of granitic residual soils using chemical weathering index**. In: *Int. Conf. on Geomechanics in Tropical Soils*, v.1. pp. 55-61.
- SUEOKA, T.; LEE, I.K.; HURAMATSU, M.; IMAMURA, S. (1985) **Geomechanical properties and engineering classification for decomposed granite soils in Kaduna district, Nigeria**. In: *Proc. 1<sup>st</sup> Int. Conf. on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils*, v.1. Brasília. pp 175-186.
- THOMPSON, G.R.; TURK, J. (1997) **Introduction to Physical Geology**. Brooks/Cole, Boston. 432 p.
- TIKA, T.E.; HUTCHINSON, N. (1999) **Ring shear tests on soil from the Vaiont landslide slip surface**. *Géotechnique*, v.49 n.1, pp. 59-74.
- TIWARI, B.; MARUI, H. (2005) **A new method for the correlation of residual strength of the soil with mineralogical composition**. *J. Geot. Geoenviron. Eng.*, v.131, n.9. p. 1139-1150.
- TOWNSEND, F.C. (1985) **Geotechnical characteristics of residual soils**. In: *Proc. ASCE, J. Geot. Eng. Division*, n.3. pp. 77-93.
- VARGAS, M. (1953) **Some engineering properties of residual clay soils occurring in Southern Brazil**. In: *Proc. of 3<sup>rd</sup> Int. Conf. of Soil Mechanics*, v.1, pp. 67-71.
- VAUGHAN, P.R.; KWAN, C.W. (1984) **Weathering, structure and in situ stress in residual soil**. *Géotechnique* v.34, n.1. pp. 43-59.
- VAUGHAN, P.R.; MACCARINI, M.; MOKHTAR S.M. (1988) **Indexing the engineering properties of residual soils**. *Quarterly J. Eng. Geology*, v.21. pp. 69-84.
- VELDE, B.; MEUNIER, A. (2008) **The Origin of Clay Minerals in Soils and Weathered Rocks**. Springer-Verlag. 407 p.
- VIANA DA FONSECA, A. *et al.* (2006) **Characterization of a profile of residual soil from granite combining geological, geophysical and mechanical testing techniques**. *Geotech. Geol. Eng.* v.24. pp. 1307-1348.
- VIANA DA FONSECA, A.J.P. (1988) **Caracterização geotécnica de um solo residual do granito da região do Porto**. *Dissertação de Mestrado*. Universidade do Porto, Porto. 439 p.

- WANG, Y.H.; YAN, W.M. (2006) **Laboratory studies of two common saprolitic soils in Hong Kong**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v.132, n.7. pp. 923-930.
- WESLEY, L.D. (1988) **Engineering classification of residual soils**. In: Int. Conf. on Geomechanics in Tropical Soils, v.1. pp. 77-84
- WESLEY, L.D. (1990) **Influence of structure and composition on residual soils**. J. Geot. Eng., v.116, n.4, pp. 589-603.
- WIBBERLEY, C. (1999) **Are feldspar-to-mica reactions necessarily reaction-softening processes in fault zones?** Journal of Structural Geology, n. 21 pp. 1219-1227.
- WICANDER R.; MONROE, J.S. (2014) **Fundamentos de Geologia**. Cengage Learning, São Paulo. 528 p.
- WILLIAMS, H.; TURNER, F. J.; GILBERT, C. M. (1970) **Petrografia: uma introdução ao estudo das rochas em seções delgadas**. Tradução de Ruy Ribeiro Franco. Polígono, São Paulo. 424 p.
- WINTSCH, R.P.; CHRISTOERSEN, R.; KRONENBERG, A.K. (1995) **Fluid-rock reaction weakening of fault zones**. Journal of Geophysical Research, n.100, pp. 13021-13032.
- WOLLE, C.M. (1985) **Estabilidade de Encostas Naturais em Solos Tropicais**. In: Colóquio Solos Tropicais e suas aplicações na Engenharia. Porto Alegre, pp
- YAHIA E.A.; MOHAMEDZEIN, W.; MOHAMMED H.A. (2006) **Compressibility and shear strength of a residual soil**. Geotech. Geol. Eng., v.24. pp. 1385–1401.
- YAN, W.M.; LI, X.S. (2012) **Mechanical response of a medium-fine-grained decomposed granite in Hong Kong**. Eng. Geol. v.129-130. pp.1-8.
- YIN, J.H. (2009) **Influence of relative compaction on the hydraulic conductivity of completely decomposed granite in Hong Kong**. Can. Geot. J., n.46. pp. 1229–1235.
- ZHAO, J.; BROMS, B.B.; ZHOU, Y.; CHOA, V. (1994) **A study of the weathering of the Bukit Timah Granite, Part A: review, field observations and geophysical survey**. Eng. Geol., n.49. pp. 97-106.